

626
B62

265566

ISSN 0321-9548

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО

И

ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО



ИЗДАТЕЛЬСТВО «ВЫСШЕЙШАЯ ШКОЛА»

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

ВОДНОЕ
ХОЗЯЙСТВО
И
ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ
СТРОИТЕЛЬСТВО

РЕСПУБЛИКАНСКИЙ МЕЖВЕДОМСТВЕННЫЙ СБОРНИК

ВЫПУСК 11

Минск, "Вышэйшая школа", 1981

626
B62

Г л а в н ы й р е д а к т о р :

В.П.Старинский, кандидат технических наук, доцент

Р е д а к ц и о н н ы й с о в е т :

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

В сборнике изложены результаты разработки "Схемы комплексного использования и охраны водных и земельных ресурсов бассейна Западной Двины", анализируется водный баланс реки в черте крупного города, разрабатываются методы расчетов речного стока, элементов гидрологии водохранилищ, необходимых для определения переработки берегов, расчета потерь воды на льдообразование.

Исследуется методика расчета потоков в водопроводных сетях, а также открытых потоков жидкости. Предложен ряд решений в области гидравлики мелиоративных гидросооружений. Некоторые работы посвящены исследованиям земляных гидросооружений.

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

В 30212 - 177 96 - 81 3300000000
М(304)(05)- 81

© Издательство "Вышэйшая школа", 1981

Г.В.Азява, зам. гл. инж. (Белгипроводхоз)

КОМПЛЕКСНОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ВОДНЫХ РЕСУРСОВ БАССЕЙНА ЗАПАДНОЙ ДВИНЫ

Комплексное использование водных ресурсов позволяет добиться наибольшего экономического эффекта от вкладываемых капитальных вложений.

Несмотря на то, что каждое направление (водоснабжение, гидроэнергетика, орошение, водный транспорт и т.д.) имеет свою специфику, единой основой их развития является широкое использование общих ресурсов. Здесь важна увязка рационального использования водных ресурсов бассейна на уровне как отдельных водопотребителей и водопользователей, так и всего водохозяйственного комплекса. Это в полной мере относится и к качеству вод.

Западная Двина и ее притоки служат источником хозяйственно-питьевого и технического водоснабжения многих крупных населенных пунктов и промышленных центров: Риги, Даугавпилса, Витебска, Полоцка (с Новополоцком) и др. В этих четырех городах производится свыше 89% промышленной продукции бассейна.

Речные системы бассейна являются не только источниками водоснабжения и получения гидравлической энергии, водотранспортными магистралями, средой обитания рыбы. Они в ряде случаев служат путями отведения промышленных и коммунальных стоков.

Развитие производительных сил, бурный рост промышленности, крупных и средних городов, благоустройство сельских населенных пунктов, перевод сельскохозяйственного производства на промышленную основу обуславливают более интенсивное использование всех природных ресурсов бассейна, особенно водных и земельных, что в свою очередь вызывает актуальную необходимость решения проблем водоснабжения и канализации населенных пунктов во взаимосвязи с вопросами охраны водных источников от загрязнения.

Из 4,6 млн. га фонда переувлажненных земель мелиорировано только 0,6 млн. га, из которых значительная часть требует частичной или полной реконструкции. Дальнейшее развитие

мелиорации земель в бассейне требует экономически обосновать очередность работ, решить вопросы по орошению и увлажнению мелиорируемых земель. Это приведет к резкому увеличению водопотребления, в том числе и безвозвратного.

Своеобразный, во многом уникальный природный регион на северо-западе ЕТС является отличной базой для массового отдыха и лечения, летнего и зимнего туризма.

Комплексное решение перечисленных вопросов не представляется возможным без серьезных проработок по рациональному использованию и охране природных ресурсов этого водосбора. Вот почему Белгипрводхозу было поручено составить "Схему комплексного использования и охраны водных и земельных ресурсов бассейна р. Западной Двины".

В перспективе предполагается, что численность населения бассейна должна достигнуть 3,5 млн. человек.

Объемы водопотребления в городах и городских поселках определены в пределах СНиП II-31-74 с учетом норм, разработанных БелНИИП градостроительства, прсгнсаза численности населения и перспективы благоустройства районов жилой застройки. Суммарное водопотребление городского населения в будущем составит 248 млн. м³/год.

В основу определения водопотребления сельским хозяйством положены средние нормы, определенные с учетом перспективы благоустройства сельских населенных пунктов и количества сельских водопотребителей. Намечается 100%-ный охват сельского населения централизованным водоснабжением (к этому периоду объем водопотребления в сельском хозяйстве составит 89 млн. м³/год). Расходы технической воды определены по нормам ВОДГЕО; суммарное потребление для нужд промышленности и теплоэнергетики составит на обозримую перспективу более 6 млрд. м³/год.

Подавляющая часть прироста водопотребления будет идти за счет теплоэнергетики (в основном строящаяся Игналинская АЭС).

Развитие сельскохозяйственного производства в значительной степени зависит от темпов и качества мелиорации земельных угодий, способствующей повышению плодородия земли, позволяющей вовлекать в сельскохозяйственное производство большое количество неиспользуемых земель. "Схемой..." намечается мелиорировать 3,04 млн. га. Сросительные и увлажнительные системы прогнозируется создать на площади 980 тыс. га, для чего потребуется 1,2 млрд. м³ воды.

Предусматривается дальнейшее гидроэнергетическое освоение Западной Двины; намечено строительство Даугавпилской, Екабпилской, Полоцкой, Бешенковичской ГЭС и Витебской ГАЭС с суммарной мощностью: 1175 МВт.

Планируется развитие прудового рыбного хозяйства, для которого потребуется 497 млн. м³ воды.

Получит дальнейшее развитие водный транспорт. Высказаны предложения по созданию сквозной глубоководной транспортной системы: р.Днепр – р.Западная Двина – р.Волга, которая позволит осуществить транспортное соединение Черного, Балтийского, Каспийского и Белого морей, и создать Единую водную систему на Европейской части Советского Союза.

Водопотребление поверхностных вод достигнет в перспективе по всем отраслям народного хозяйства 7,76 млрд. м³/год, или 37,5% их среднегодовых ресурсов.

Кроме того, предусматриваются межбассейновые переброски стока: в бассейн Волги 1,2 млрд. м³ (для улучшения водоснабжения г.Москвы); Днепра – 315 (для улучшения водоснабжения г.Минска); Вилии – 85 млн.м³ (для орошения и увлажнения земель).

На современном уровне суммарное потребление подземных вод составляет 151 млн. м³/год, или 7% эксплуатационных ресурсов; прогнозируется же увеличение их забора до 342 млн. м³/год. Увеличение потребления подземных вод связано с ростом хозяйственного водопотребления городов и сельских населенных пунктов, а также с орошением земель. В промышленности за счет ввода в эксплуатацию оборотных систем водоснабжения и перехода некоторых отраслей на поверхностные водоисточники ожидается снижение потребления подземных вод.

Бассейн Западной Двины относительно богат поверхностными и подземными водными ресурсами; среднегодовой объем годового стока составляет 20,7 млрд. м³, или 240 мм слоя, а эксплуатационные ресурсы недренируемых гидрографической сетью подземных вод – 2,25 млрд. м³/год, или в среднем 0,74 л/с км². Однако в связи с неравномерностью изменения поверхностного стока в течение года меженный сток рек не может служить гарантированным источником для обеспечения водой отраслей народного хозяйства без регулирования стока.

Для обеспечения водой различных отраслей народного хозяйства намечено построить 787 водохранилищ с площадью зеркала 221 тыс. га и полезной емкостью 5,7 млрд.м³. Кроме того, попутно предусматривается уменьшить расчетные макси-

мальные расходы рек – водоприемников мелиоративных систем; использовать водохранилища для выращивания рыбы; создать резервы воды для противопожарного водоснабжения мелиоративных систем и других объектов; улучшить санитарное состояние малых рек и водное благоустройство территории.

Рассматривая топографические условия бассейна, следует отметить, что равнинный характер территории не позволяет создавать крупные русловые водохранилища в связи с высокими удельными затоплениями земель. Многие поймы рек уже мелиорированы и используются в сельском хозяйстве, что также влияет на выбор площадок под водохранилища.

Положительным фактором по регулированию стока вод в бассейне является наличие значительного количества озер, которые позволяют аккумулировать половодный сток без значительного увеличения затопляемых площадей. Всего на территории водосбора расположено 1676 озер (крупнее 10 га) с общей площадью зеркала 249,5 тыс.га. В некоторых из них обитают редкие и исчезающие растения и животные. Водохозяйственные и мелиоративные мероприятия не вторгаются в естественный режим этих озер. На базе других озер "Схемой".. в перспективе рекомендуется создать 359 водохранилищ с полезной емкостью 445 млн. м³. Все это позволит сохранить от затопления около 20,0 тыс. га и сэкономить более 125 млн. руб. капитальных вложений. В водохранилищах, проектируемых на базе озер, уровень мертвого объема принят на отметке естественного уровня озера в период межени, что позволяет сохранить без существенных изменений режим прилегающих территорий и самих озер.

На территории бассейна предусматривается создание ряда водохозяйственных комплексов, и в первую очередь Витебского, Жеринского (БССР), Лубанского (Лат. ССР). Их сооружение позволит решить ряд водохозяйственных задач: водоснабжения населенных пунктов и промпредприятий; увлажнения и орошения земель; защиты от затоплений и подтоплений.

Самое крупное водохранилище – Витебское создается в пойме р.Зап. Двины и в водосборе р. Лужесянки. Полная емкость его 2,3 млрд. м³, полезная – 1,75 млрд. м³. Площадь при НПУ – 240 км². Полезный объем его распределяется следующим образом: орошение земель в бассейне – 303 млн. м³; водоснабжение городов, промышленности – 158 млн. м³; переброска стока для улучшения водоснабжения г.Минска – 315 млн. м³; переброска стока в бассейн р. Вилии – 85 млн. м³; использование в гидроэнергетических целях – 889 млн. м³.

Создание каскада русловых водохранилищ на Зап. Двине позволит не только получать электроэнергию, разводить рыбу, решать вопросы переброски стока в другие бассейны, улучшать водоснабжение населенных пунктов и промцентров и создавать благоприятные условия для отдыха, но и обеспечивать необходимые судоходные глубины для водного транспорта по всей длине реки.

Намечаемые мероприятия по регулированию стока и внутрибассейновым переброскам в целом призваны обеспечить предполагаемый рост водопотребления всех отраслей народного хозяйства без существенного нарушения меженного режима рек.

Сравнение данных наблюдений за качеством речных вод с допустимыми показателями свидетельствует о том, что в ряде случаев оно не отвечает требованиям рыбохозяйственного, хозяйственного и культурно-бытового водопользования. В перспективе все промстоки после локальной очистки будут направляться на общегородские очистные сооружения. Повсеместно предпринимается полная биологическая очистка коммунально-бытовых стоков, для некоторых населенных пунктов — специальная доочистка. Проведенный анализ прогноза качества вод бассейна с учетом дополнительных водоохраных мероприятий дал положительные результаты.

Водохозяйственные балансы рассчитывались в два этапа. На первом рассматривались локальные, по бассейнам отдельных притоков и территорий союзных республик, областей (120 расчетных участков), а на втором — сводные, выполняемые отдельно для подземных и поверхностных вод.

Сводные водохозяйственные балансы поверхностных вод составлялись с использованием имитационных математических моделей. Их основные показатели по среднегодовым данным (бас. Зап. Двины) представлены в табл. 1.

На современном уровне по отношению к среднегодовому стоку реки имеет место некоторое его увеличение за счет водоотведения после использования недренируемых рекой подземных вод.

Предполагается, что безвозвратные потери на ближайшую перспективу составят 5,3% среднегодового стока, а с учетом переброски стока в другие бассейны — 13%.

Для обеспечения благоприятного гидрологического режима по стволу р. Зап. Двины исключительно важное значение приобретает соблюдение расчетного режима на крупнейших водохозяйственных комплексах бассейна, а именно: системы водохранилищ для переброски стока на Волгу, Витебского стокорегули-

Таблица 1. Основные показатели сводных водохозяйственных балансов, млн. м³

Показатели	Расчетные уровни		
	1975 г.	I	II
Среднегодовой сток в естественных условиях	20665	20665	20665
Суммарный среднегодовой сток в перспективных условиях	20726	19856	18006
Переброска стока в другие бассейны	63	458	1600
Переброска стока из бассейнов других рек	63	63	63
Водопотребление из поверхностных источников	692	6877	7756
Водоотведение с учетом использования недренируемых подземных вод	753	6463	6634

рующего комплекса, судоходного канала Зап. Двина - Днепр, комплекса сооружений для переброски стока на г. Минск и в бассейн Вилии, водохозяйственного комплекса в Лубанской низменности, а также каскада энергетических водохранилищ на стволе реки. Расчет водохозяйственных балансов поверхностных вод в бассейне реки произведен при условии, что управление работой водохозяйственных установок (сооружений) будет осуществляться в основном исходя из гидрологического режима непосредственно в расчетном створе. Эффективность управления водным режимом реки может значительно повыситься, если учитывать информацию с текущим состоянием водных объектов во всех створах. Для этого необходимо разработать и внедрить АСУ первоначально для основных водохозяйственных комплексов, а в дальнейшем и для бассейна в целом.

При составлении водохозяйственных балансов бассейна Зап. Двины апробированы два способа расчета их с использованием ЭВМ. Первый обеспечивает приближенную многовариантную оценку предполагаемых технических решений конкретных водохозяйственных задач и основывается на моделировании расчетных величин водоотдач при помощи ЭВМ на основании заданных гидрологических характеристик. Второй способ основывает-

ся на имитационной модели водохозяйственной системы бассейна и обеспечивает детальный анализ водохозяйственных балансов основных водотоков водосбора. Апробированные способы расчета водохозяйственных балансов могут быть рекомендованы в последующем проектировании.

УДК 556.18

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

ВОССТАНОВЛЕНИЕ ГОДОВОГО СТОКА ПО ОГРАНИЧЕННОЙ ИНФОРМАЦИИ

Данные о годовом стоке рек как показателе водных ресурсов широко используются в водохозяйственном проектировании. Для объективной оценки расчетных значений стока требуется информация за продолжительный период. Создание водохозяйственных систем преобразует условия формирования стока. Наиболее надежное гидрологическое обоснование водохозяйственных проектов возможно на основе анализа длительных и непрерывных рядов стока.

Задачей настоящей работы является рассмотрение возможных методов восстановления годового стока при пропусках наблюдений и нарушении его режима водохозяйственной деятельностью. Основное внимание здесь уделяется методам восстановления стока в условиях ограниченной информации, и в первую очередь отсутствия наблюдений на большинстве гидрологических постов в периоды важнейших исторических событий и массового нарушения режима стока в процессе интенсивной хозяйственной деятельности. Это означает, что в подобных ситуациях мы располагаем ограниченными данными и не всегда имеем возможность использовать, например, аппарат множественной корреляции.

Непременным условием объективного восстановления стока является анализ надежности данных наблюдений, включая проверку их на однородность [1], что позволяет правильно выбрать период для установления связей и их тесноты при естественном режиме.

Восстановление данных о стоке при пропусках наблюдений и нарушении его режима производится на основе регрессионного анализа с использованием метода аналогии или информации о стокообразующих факторах. При использовании метода аналогии важным является не только подбор рек-аналогов, но и выбор

характеристик водного режима. Обычно применяются связи стока (Q) двух объектов вида $Q=f(Q_a)$. Опыт наших исследований показал, что положительные результаты дают и связи расхода с уровнем воды $Q=f(H_a)$, т.е. использование для этих целей в качестве аргумента уровней воды рек-аналогов (H_a), когда отсутствуют данные о стоке [2].

В случаях, когда не удается подобрать один надежный объект-аналог, можно использовать ряд аналогов:

$$Q = f(Q_{a1}, Q_{a2}, \dots, Q_{an}). \quad (1)$$

Но тогда необходимо применение аппарата многофакторных связей, что в условиях ограниченной информации обычно малоэффективно.

Поэтому имеется возможность использовать информацию по стоку ряда аналогов в виде условного водосбора. Он формируется путем суммирования или осреднения данных о стоке или же по разности величин стока двух водосборов.

Тогда эту зависимость стока расчетного водосбора от стока условного водосбора-аналога (Q'_a) запишем в виде

$$Q = f(Q'_{a1}, Q'_{a2}, \dots, Q'_{an}). \quad (2)$$

Если сток условного водосбора формируется из стока двух объектов (Q_{a1} и Q_{a2}), то в зависимости от результатов подбора аналога аргументы этой функции получим следующим образом:

$$Q'_{a1} = Q_{a1} + Q_{a2}$$

или

$$Q'_{a3} = Q_{a1} - Q_{a2}$$

и т.д.

Условный водосбор можно сформировать и по стоку более двух водосборов. Этот прием показал удовлетворительные результаты при восстановлении стока.

В качестве примера приведем сведения о тесноте связей годового стока с использованием данных условного водосбора (табл. 1).

Как видно, коэффициенты корреляции связи стока исследуемого и условного водосборов превышают коэффициенты корреляции в случае привлечения лишь одного аналога.

Таблица 1. Надежность восстановления годового стока по аналогам

Исследуемый водосбор	Коэффициенты корреляции и объекты-аналоги		
	1	2	условный водосбор и его состав
Днепр - Речица	0,93	0,87	0,95
	Сож - Гомель	Березина - Бобруйск	Сож - Гомель и Березина - Бобруйск
Березина - Бобруйск	0,87	0,83	0,92
	Днепр - Речица	Птичь - Лучицы	Днепр (Речица - Орша)
Свислочь - Тербуты	0,94	0,90	0,97
	Птичь - Комарино	Бобр - Клыпенка	Птичь - Комарино и Бобр - Клыпенка
Птичь - Лучицы	0,93	0,90	0,98
	Припять - Мозырь	Березина - Бобруйск	Припять - Мозырь и Березина - Бобруйск

Условный водосбор для Днепра у Речицы получен суммированием стока Сожа и Березины. Далее, для Березины он сформирован по разнице стока Днепра у Речицы и Орши, так как с этой частью водосбора наблюдается наилучшая аналогия. Для Свислочи у Тербутов условный водосбор получен суммированием и осреднением стока Немана и Бобра. Сток Птичи у Лучиц восстановлен по условному водосбору путем осреднения стока Припяти и Березины.

В тех случаях, когда невозможно использовать информацию по другим рекам или отсутствуют объекты-аналоги, целесообразно привлечь данные по основным стокообразующим факторам. Ведущим фактором являются осадки с учетом режима увлажнения и испарения, а также условий формирования составляющих речного стока. Влага, поступающая на водосбор, идет на испарение и сток. Но на последний она расходуется по двум направлениям: на сток поверхностных и на сток подземных вод. Различные во времени условия формирования этих составляющих и режим увлажнения усложняют характер преобразования осадков в сток. Кроме того, на данный процесс накладываются строение и размер водосбора. Все это затрудняет поиск устойчивых и надежных связей стока с осадками.

Для получения этих связей при наличии коротких рядов наблюдений (10 - 20 лет) применима преимущественно парная корреляция. Многофакторные же устойчивые связи эффективны при условии превышения объема выборки над числом независимых переменных не менее чем в десять раз [3, 4].

Наиболее значимые связи годового стока с осадками имеются в пределах гидрологического года или со сдвигом стока относительно осадков. Представляет интерес выделение гидрологического года при условии наиболее тесной связи стока и осадков, когда на водосборе наблюдается высокое влагонасыщение (оно почти не меняется от года к году) [5, 6].

Надежность связей стока с осадками в значительной степени нарушается неоднородностью рядов осадков, которые приводятся к однородным условиям: показаниям осадкомера без поправок на их недоучет за счет смачивания. Изменение методики наблюдений в разные периоды требует тщательного анализа рядов осадков и проверки их на однородность.

Были исследованы связи стока с осадками ($Q = f(P)$) с различной разрезкой года по ряду водосборов Белоруссии и соседних территорий. Оказалось, что наиболее высокие коэффициенты корреляции наблюдаются при связи стока с осадками за гидрологический год с 1 мая или 1 июня. Неодинаковое начало гидрологического года связано с природными особенностями водосборов. По исследуемым водосборам эти связи имеют коэффициенты корреляции порядка $0,8 \div 0,9$ и более.

В табл. 2 показана различная теснота связей в зависимости от начала гидрологического года.

Зависимости стока от осадков с коэффициентом корреляции ($r = 0,8$) считаются недостаточными для восстановления стока. Поэтому предпринята попытка использования еще ряда других факторов, способных влиять на формирование стока. Прежде всего это испарение с водосбора. Однако при определении годовых значений испарения с водосбора имеют место значительные погрешности, такая попытка не дала положительных результатов.

Показателями испарения могут служить дефицит влажности и температура воздуха. Анализ графических связей показал, что важным фактором формирования стока, кроме осадков, является также дефицит влажности воздуха. При этом наиболее эффективным оказался показатель увлажнения, равный отношению осадков к дефициту влажности воздуха (P/d). Связи годового стока с показателем увлажнения, как правило, оказываются несколько теснее, чем с осадками.

Таблица 2. Связи стока с осадками по гидрологическим годам

Исследуемый водосбор	Коэффициенты корреляции по гидрологическим годам			
	I - XII	X - IX	У - IU	UI - У
Ясельда - Береза	0,21	0,36	0,91	0,85
Птичь - Комарино	0,13	0,37	0,88	0,93
Птичь - Лучицы	0,17	0,62	0,78	0,92
Оресса - Верхутино	0,18	0,65	0,84	0,92
Словечна - Кузьмичи	0,44	0,38	0,90	0,87
Чертенъ - Некрашевка	0,17	0,54	0,87	0,91

Так как связи стока с осадками и другими стокообразующими факторами нелинейны, они приводятся к линейным путем логарифмического преобразования. При этом теснота связи (коэффициент корреляции) улучшается, повышается достоверность уравнений регрессии для восстановления стока.

Следовательно, объективные связи (коэффициент корреляции $r \geq 0,9$) годового стока с основными факторами могут быть получены при выборе гидрологического года, когда осадки наилучшим образом соответствуют стоку. Дальнейшее повышение надежности корреляционных связей возможно путем привлечения показателя увлажнения в виде отношения осадков к дефициту влажности за гидрологический год. Эффективность связей годового стока с осадками будет зависеть и от условий их выпадения в течение года. Поэтому в дальнейшем предполагается изучение влияния внутригодовой неравномерности выпадения осадков на формирование стока.

После восстановления значений стока при его изменении целесообразно проверить графическими приемами новый ряд, составленный из его естественной и восстановленной частей, на однородность [1].

Надежность восстановления стока в условиях коротких рядов наблюдений с использованием уравнения регрессии оценивается обычными методами [3]. Для оценки точности уравнения линейной регрессии применяется условная стандартная ошибка (σ_Q):

$$\sigma_Q = \sigma \sqrt{1 - r^2}, \quad (4)$$

где r – коэффициент корреляции; σ – среднее квадратическое отклонение функции, определяемое по выражению

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Q_i - \bar{Q})^2}{n}}, \quad (5)$$

где Q_i – наблюдаемые значения функции, а \bar{Q} – средняя ее величина за рассматриваемый период n .

Кроме того, оцениваются ошибки параметров уравнения прямой, которые определяют положение линии регрессии. Эти ошибки зависят не только от объема используемой информации, но и от ее состава, т.е. насколько она отражает диапазон колебаний функции.

Таким образом, и при наличии ограниченной информации возможно достоверное восстановление годового стока. Для этого эффективны приемы как с использованием данных по объектам – аналогам, включая “условный водосбор”, так и с применением связей стока с осадками за гидрологический год. Гидрологический год определяется подбором по принципу наиболее тесной связи стока с осадками.

Л и т е р а т у р а

1. Анализ однородности гидрологических рядов: Методические рекомендации. – Минск, 1977. 2. Дрозд В.В. Анализ тенденций изменения характеристик стока в результате хозяйственных мероприятий. – Тез. докл. Всесоюз. НТС “Комплексное использование водных ресурсов по секции оценки влияния хозяйственной деятельности на водные ресурсы.” – Минск, 1975. 3. Рождественский А.В., Чеботарев А.И. Статистические методы в гидрологии. – Л., 1974. 4. Шикломанов И.А. О методах оценки влияния комплекса хозяйственной деятельности на водные ресурсы и водный режим водосборов. – Тр. ГТИ, вып. 206. – Л., 1973. 5. Булавко А.Г. Водный баланс речных водосборов. – Л., 1971. 6. Руководство по гидрологической практике. – Л., 1975.

И.М.Филиппович, ст. науч. сотр.,
Л.И.Шехурдина, ст. инж. (ЦНИИКИВР)

К РАСЧЕТУ МИНИМАЛЬНОГО СРЕДНЕМЕСЯЧНОГО СТОКА РЕК БССР

Одним из аспектов проблемы минимального стока рек является установление так называемого минимально допустимого расхода, оставляемого в реках для охраны природы.

Для рек БССР был рекомендован минимальный среднесуточный или $1,0 - 0,75$ минимального среднемесячного расхода 95%-ной обеспеченности в зависимости от категории рек по величине среднегодового расхода [1].

Как показали дальнейшие исследования по рекам равнинных районов нечерноземной и других зон ЕТС, среднесуточные расходы 95%-ной обеспеченности не всегда удовлетворяют требованиям охраны природы. Оставляя в реке для охраны природы минимальный среднемесячный расход 95%-ной обеспеченности, следует оговорить, что если этот расход менее $1 \text{ м}^3/\text{с}$, то сток таких рек уменьшать нельзя. Отборы воды из них допускаются в исключительных случаях и только для питьевого водоснабжения.

Для рек с минимальным среднемесячным расходом более $1 \text{ м}^3/\text{с}$ можно рекомендовать минимально допустимые расходы в размере $1 - 0,75$ минимального среднемесячного расхода 95%-ной обеспеченности.

В данной работе для шести районов территории БССР выведены зависимости для определения среднемесячных модулей стока нижней зоны кривой распределения по их норме для изученных и неизученных рек. Кроме того, выведены порайонные зависимости для определения среднемесячного расхода 95%-ной обеспеченности по площади водосбора. Как указано выше, величина этого расхода принимается минимально допустимой для охраны природы и является расчетной при определении разбавляющей способности рек [2] и других водохозяйственных расчетах.

Исходным материалом для расчетов послужили данные о нормах минимальных среднемесячных модулей стока, приведенные в справочной монографии "Ресурсы поверхностных вод СССР" [3] по районам территории БССР с одинаковыми условиями формирования стока.

Выделение районов в пределах территории проводилось с учетом гидрогеологического строения районов, геоморфологического районирования. Использовались гипсометрические карты и карты отдельных физико-географических факторов [4]. Схема гидрологических районов приведена в работе [3].

По норме минимального среднемесячного стока и коэффициентам вариации и асимметрии для рек всех районов БССР были определены среднемесячные модули обеспеченности 75-99% и построены графики связи их с нормой стока и графики связи расходов обеспеченности 95% с площадью водосбора.

При построении графиков и расчетах порайонных зависимостей не принимались во внимание водпосты с восстановленными нормами, а также были исключены данные по крупным

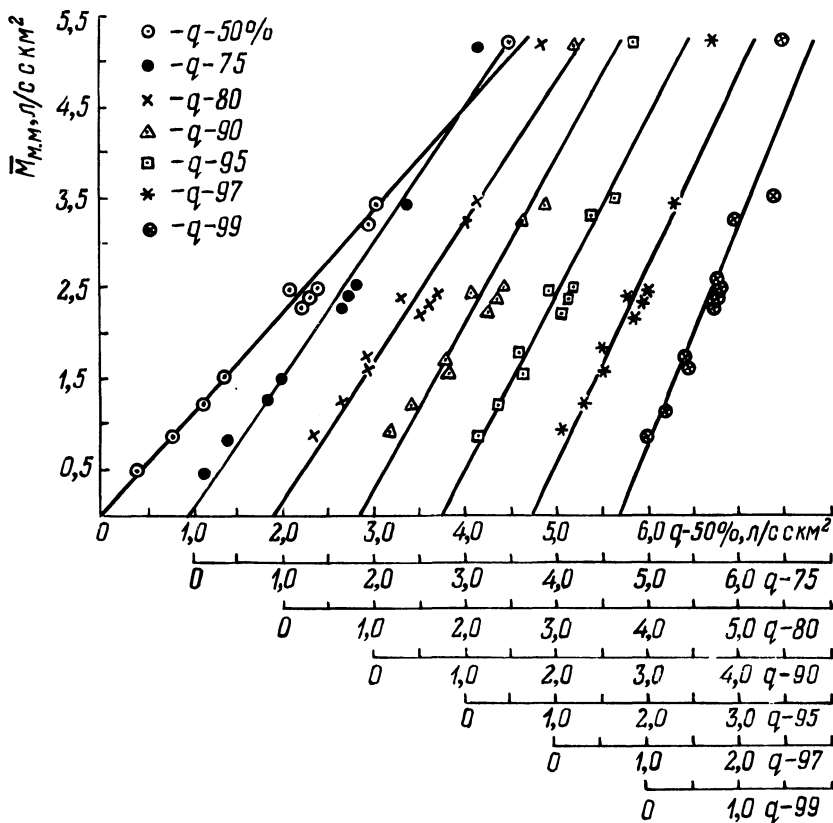


Рис. 1. Зависимость $\bar{M}_{m.m} = f(q_p\%)$. Западно-Двинский район, летне-осенняя межень.

рекам, пересекающим несколько районов. Эти реки, а также некоторые реки по районам с наблюдаемым стоком использовались для проверки полученных зависимостей.

На рис. 1 приводится график связи между нормой среднемесячного стока и модулями 75 - 99%-ной обеспеченности по Западно-Двинскому району БССР. Уравнение связи $\bar{M}_{M.M} = aq_{p\%} + b \text{ л/с с км}^2$ представлено прямой линией. Зная норму стока, можно определить среднемесячный расход любой обеспеченности. Для неизученных рек определение нормы среднемесячного стока производят по методу аналогии или по формулам [3]. Большого разброса точек не наблюдается по всем районам. Хорошая связь между нормой среднемесячного стока и обеспеченными модулями говорит об устойчивости соотношений между этими величинами. Минимальный сток рек территории БССР, изменяясь количественно с северо-запада на юго-восток, сохраняет устойчивость соотношений между различными категориями низкого стока, на что уже указывалось и в других работах [5].

Расчеты производились отдельно для летне-осенней (VI - XI) и зимней (XII - II) межени.

Параметры уравнений связи определялись методом наименьших квадратов с применением ЭВМ (табл. 1). Анализ таблицы указывает на то, что параметр a по всем районам с единой обеспеченностью изменяется в небольших пределах. Это подтверждает возможность дальнейшего построения таких связей по всей территории БССР.

Проверка выведенных уравнений связи производилась для среднемесячного модуля стока 95%-ной обеспеченности как наиболее часто употребляемого в расчетах и довольно удаленного от средней части кривой распределения. Результаты проверки показали, что 95%-ный модуль стока, определенный по выведенным уравнениям, отличается от расчетного по данным наблюдений в пределах до 20% для большинства средних и крупных рек. Для рек с площадью водосбора 100 - 500 км² ошибки достигают значительных размеров (40% и более). Наибольшие расхождения отмечаются для малых рек Припятского района, где выявлено наибольшее количество водосборов с аномальным стоком. Поэтому эти уравнения можно использовать только для ориентировочных расчетов. Определенные по уравнениям модули стока необходимо сопоставлять с данными близкорасположенных изученных рек.

Изучение степени влияния отдельных физико-географических факторов на характер минимального стока в пределах одно-

Таблица 1. Параметры уравнения связи $M_{\text{М.М}} = aq_{\text{р\%}} + b$, л/с с км² между минимальными среднемесячными модулями стока различной обеспеченности и их нормой

Район	Обеспеченность, %											
	75		80		90		95		97		99	
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
Верхне-Днепровский	<u>1,12</u> 1,22	<u>0,35</u> 0,18	<u>1,19</u> 1,15	<u>0,36</u> 0,23	<u>1,21</u> 1,34	<u>0,53</u> 0,38	<u>1,20</u> 0,35	<u>0,66</u> 0,53	<u>1,17</u> 0,32	<u>0,76</u> 1,07	-	-
Западно-Двинский	<u>1,38</u> 1,31	<u>0,17</u> 0,43	<u>1,46</u> 1,40	<u>0,20</u> 0,50	<u>1,69</u> 1,71	<u>0,36</u> 0,68	<u>1,91</u> 2,05	<u>0,48</u> 0,84	<u>2,08</u> 2,33	<u>0,55</u> 0,94	<u>2,36</u> 1,22	<u>0,74</u> 4,00
Центрально-Бере- зинский	<u>1,10</u> 1,05	<u>0,36</u> 0,43	<u>1,12</u> 1,08	<u>0,41</u> 0,48	<u>1,20</u> 1,12	<u>0,49</u> 0,66	<u>1,24</u> 1,15	<u>0,55</u> 0,79	<u>1,27</u> 1,17	<u>0,59</u> 0,87	<u>1,31</u> 1,25	<u>0,62</u> 0,95
Припятский	<u>1,22</u> 1,00	<u>0,30</u> 0,68	<u>1,25</u> 1,01	<u>0,35</u> 0,73	<u>1,26</u> 1,15	<u>0,46</u> 0,85	<u>1,26</u> 1,25	<u>0,52</u> 0,94	<u>1,23</u> 1,30	<u>0,56</u> 1,02	<u>1,20</u> 1,33	<u>0,60</u> 1,10
Неманский	<u>1,11</u> 1,21	<u>0,28</u> 0,22	<u>1,13</u> 1,25	<u>0,35</u> 0,31	<u>1,17</u> 1,32	<u>0,60</u> 0,62	<u>1,21</u> 1,35	<u>0,81</u> 0,92	<u>1,22</u> 1,29	<u>0,96</u> 1,24	<u>1,22</u> 1,15	<u>1,25</u> 1,80
Вилейский	<u>0,96</u> 0,97	<u>0,73</u> 0,78	<u>0,98</u> 0,95	<u>0,78</u> 0,96	<u>0,98</u> 0,89	<u>1,05</u> 1,46	<u>0,98</u> 0,78	<u>1,24</u> 1,87	<u>0,93</u> 0,78	<u>1,47</u> 2,02	<u>0,87</u> 0,69	<u>1,74</u> 2,38

Примечание. В числителе данные за летне-осеннюю, в знаменателе - за зимнюю межень.

родных по условиям формирования стока районов показал, что одной из определяющих величин минимальных расходов является площадь водосбора, влияние которой хорошо прослеживается на графических связях [3] по суточному стоку. На рис.2 представлен график зависимости среднемесячного расхода 95%-ной обеспеченности от площади водосбора.

Поскольку в одном и том же районе модули с малых и больших водосборов не всегда согласуются между собой, уравнения выведены отдельно для водосборов с площадью менее и более 1000 км² для летне-осенней и зимней межени. Кроме того, исключены реки с аномально-минимальным стоком, список которых приведен в [3]. Уравнения связи по нескольким районам представлены в табл.2.

Определение среднемесячных минимальных расходов 95%-ной обеспеченности по выведенным уравнениям и сравнение их с наблюдаемым стоком показало для большинства рек Неманского и Вилейского районов отклонение в пределах до 20%. Для рек с площадью водосбора 1000 - 2000 км² (Вилейский район, лето) уравнение следует использовать без второго чле-

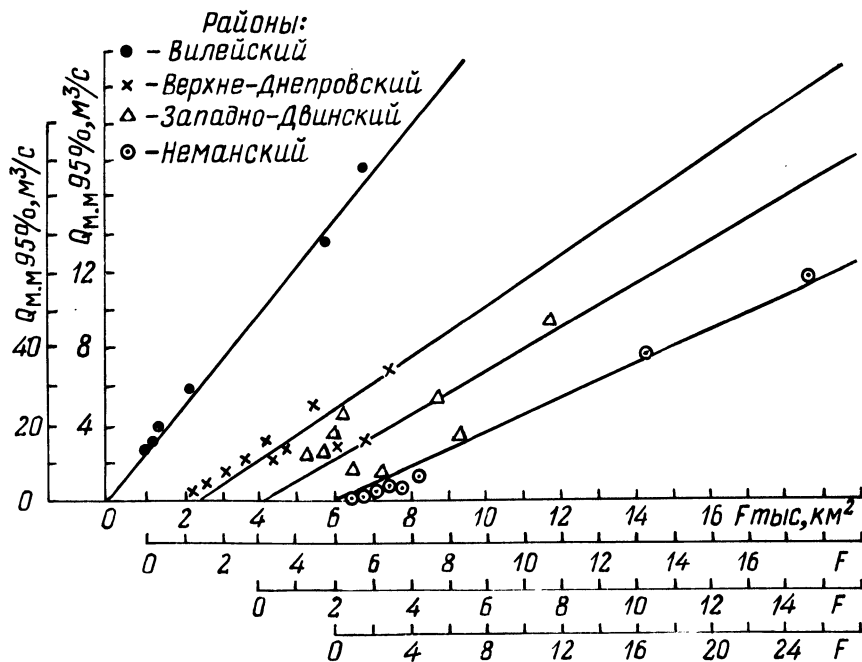


Рис. 2. Зависимость $Q_{м.м. 95\%} = f(F)$ для рек с $F > 1000$ км². Летне-осенняя межень

Таблица 2. Уравнения связи между минимальными среднемесячными расходами 95%-ной обеспеченности и площадью водосбора

Район	Сезон	Уравнения связи для рек	
		F < 1000 км ²	F > 1000 км ²
Верхне-Днепровский	Лето	$Q_{M.M.,95\%} = 0,0007F - 0,03$	$Q_{M.M.,95\%} = 0,0011F - 1,6$
	Зима	$Q_{M.M.,95\%} = 0,0003F + 0,0003$	$Q_{M.M.,95\%} = 0,0007F - 0,23$
Западно-Двинский	Лето	$Q_{M.M.,95\%} = 0,001F - 0,2$	$Q_{M.M.,95\%} = 0,0014F - 1,32$
	Зима	$Q_{M.M.,95\%} = 0,001F - 0,25$	$Q_{M.M.,95\%} = 0,0007F - 0,3$
Неманский	Лето	$Q_{M.M.,95\%} = 0,001F + 0,05$	$Q_{M.M.,95\%} = 0,002F - 0,56$
	Зима	$Q_{M.M.,95\%} = 0,001F + 0,02$	$Q_{M.M.,95\%} = 0,002F - 2,24$
Вилейский	Лето	$Q_{M.M.,95\%} = 0,003F - 0,19$	$Q_{M.M.,95\%} = 0,003F - 1,85$
	Зима	$Q_{M.M.,95\%} = 0,0025F - 0,12$	$Q_{M.M.,95\%} = 0,002F - 0,41$

на. По рекам Сервиць и Улла сток получается завышенным, Гривда – заниженным. По Верхне-Днепровскому району при площади водосбора рек до 600 км² ошибки достигают 30%. По рекам Белая Натопа и Жадунька расходы получаются заниженными, поэтому уравнения лучше использовать без второго члена за зимний и летний периоды, Хмара и Поросица – за летний, Лобжанка – только за зимний период. По рекам этого района с площадью водосбора более 1000 км² сток по сравнению с наблюдаемым отличается на $\pm 20\%$, по всем рекам (исключение составляют Вопь, Ипуть, летний период – расходы завышены и Реста – расходы занижены).

По Западно-Двинскому району сток, определенный по уравнениям, получается завышенным по р.Межа, Каспля и заниженным по р.Обша. По р. Зап. Двина (для створов с площадью водосбора до 20000 км²), а также для р.Диска, Дрисса, Велеса, Свольна уравнения следует использовать без второго члена.

Для малых рек этого района расходы, определенные по уравнениям связи, получаются, как правило, завышенными, поэтому их можно применять только для ориентировочных расчетов. По Припятскому и Центрально-Березинскому районам уравнения не приводим, так как они дают большие погрешности.

Таким образом, переход от нормы минимального среднемесячного стока к модулям стока различной обеспеченности и от площади водосбора к расходу 95%-ной обеспеченности изученных и неизученных рек можно осуществлять по уравнениям связи, предложенным по районам территории БССР.

Л и т е р а т у р а

1. Указания по установлению минимально допустимых расходов воды в реках для охраны природы (временные). – Минск, 1977. 2. Черкинский С.Н. Санитарные нормы спуска сточных вод в водоемы. – М., 1962. 3. Ресурсы поверхностных вод СССР. Белоруссия и Верхнее Поднепровье. – Л., 1966, т.5, ч.1, с.57, 222, 230. 4. Ключева К.А. Исследование условий формирования минимального стока рек БССР и практические рекомендации для расчета его величин. – В сб. работ Минской гидрометеорологической обсерватории. – Минск, 1961, вып. 3. 5. Филиппович И.М. О минимальных расходах рек, средних за маловодные периоды различной длины. – В сб.: Комплексное использование водных ресурсов. М., 1975, вып.3.

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ ГИДРОЛОГИИ ВОДОХРАНИЛИЩ ГЭС
БЕЛОРУССКОЙ ССР

В Белорусской ССР насчитывается 19 ГЭС с водохранилищами при них [1]. Их объемы находятся в пределах от 1 до 50 млн. м³ и более [2]. Свыше 50% водохранилищ составляют водоемы с объемом от 1 до 25 млн. м³ и площадью водного зеркала от 0,33 до 104,8 км². В основном это водохранилища с проектным суточным и сезонным регулированием стока. В настоящее время, когда они используются не только для энергетики, но и для других народнохозяйственных целей, режим их эксплуатации изменен.

Некоторые элементы гидрологического режима водохранилищ во многом определяют характер протекания береговых процессов и лежат в основе составления их прогнозов. Для анализа береговых процессов, происходящих на водохранилищах республики, необходимы обобщенные данные по гидрологическому режиму искусственных водоемов. Вместе с тем в литературе имеются лишь разрозненные сведения по отдельным объектам. Обобщенные же материалы отсутствуют. В связи с этим в настоящей работе приводятся некоторые результаты анализа уровня, ветро-волнового и ледового режимов водохранилищ гидроэлектростанций БССР, выполненного по материалам, опубликованным в печати, с использованием данных наших наблюдений.

Были выбраны следующие характеристики уровня: общий характер изменения и длительность стояния уровней, амплитуда их колебаний. Для получения характеристик проанализированы материалы наблюдения по 9 водохранилищам различного регулирования с длительностью рядов наблюдения до 26 лет.

Анализ показал, что в годичном цикле работы водохранилища можно выделить несколько фаз: наполнение, стояние уровней на отметке нормального подпорного уровня (НПУ) или близких к нему и сработка. На рис. 1 приводятся графики среднемноголетних колебаний уровней по некоторым водохранилищам различного регулирования.

Рис. 1,а представляет график колебания уровня Заславского водохранилища, запроектированного с многолетним регулированием стока, из которого видно, что при эксплуатации

режим работы водохранилища изменен. Водоохранилище имеет ежегодные четко выраженные сработку и наполнение. Амплитуда колебания уровня в течение года до 1,5 м, суток – 0,1 ÷ 0,15 м, т.е. оно работает как водохранилище сезонного регулирования.

У водохранилищ, которые запроектированы с сезонным регулированием, график наполнения и сработки также отличается от проектного и имеет менее выраженный пик наполнения с последующей сработкой (рис. 1, а). Среднемноголетняя амплитуда колебания уровня равна 0,2 ÷ 0,8 м, в течение суток – 0,1 ÷ 0,15 м (водохранилища Браславское, Лепельское).

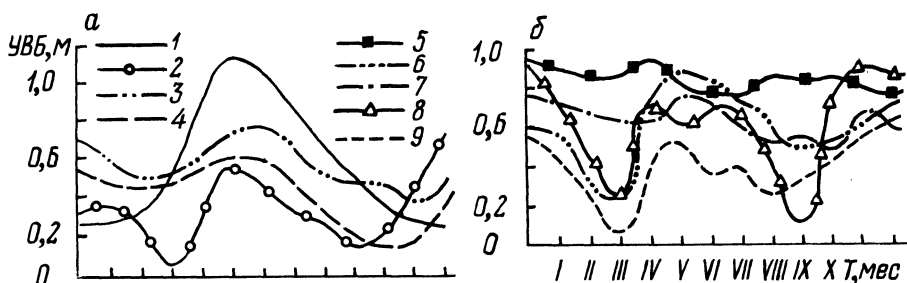


Рис. 1. Графики среднемноголетних колебаний уровней в водохранилищах: а – сезонного; б – суточного регулирования водохранилища: 1 – Заславское, 2 – Лепельское, 3 – Дружба Народов, 4 – Браславское, 5 – Гезгальское, 6 – Селявское, 7 – Осиповичское, 8 – Тетеринское, 9 – Чигиринское.

Анализ наблюдений за уровнем режимом показал, что в работе водохранилищ с суточным регулированием также имеются нарушения. По проектным данным предусматривались сработка и наполнение водохранилища в течение нескольких суток, в то же время для принятия объема весеннего половодья предполагалась сработка водохранилища более глубокая, чем ежесуточная. На практике в водохранилищах суточного регулирования отсутствуют четко выраженные наполнение и сработка и наблюдается неравномерность колебания уровней в разрезе сезона (рис. 1, б). Лишь Осиповичское водохранилище работает по графику, соответствующему суточному регулированию. Величина амплитуды колебаний уровней у водохранилищ суточного регулирования составляет: в разрезе года до 1,0 м, суток – до 0,1 ÷ 0,3 м.

Работа водохранилища в течение сезона может быть также оценена по продолжительности сроков стояния уровней, соответствующих той или иной фазе.

Наполнение водохранилищ, фактически осуществляющих сезонное регулирование, длится от 2 до 5 месяцев (рис. 1, а) суточное – от нескольких часов до нескольких суток. На отметках нормального подпорного уровня (НПУ) или близких к ним водохранилища сезонного регулирования поддерживаются около месяца, суточного – практически весь безледный период. Фаза сработки водохранилищ сезонного регулирования длится от 4 до 6 месяцев, суточного – от нескольких часов до нескольких дней. Необходимо отметить, что в отдельных случаях существенное влияние на колебание уровней оказывает не режим работы ГЭС, а другие локальные факторы, что приводит к отступлениям от проектных графиков работы ГЭС и водохранилищ.

Например, на Заславском водохранилище для проведения ремонтных работ на плотине и по благоустройству береговой зоны уровень верхнего бьефа неоднократно понижался до отметки "мертвого" объема. Аналогичное явление наблюдалось и на водохранилище Лепельской ГЭС, на котором из-за интенсивной переработки берегов был понижен НПУ.

Анализ материалов наблюдений показал, что длительность стояния уровня водохранилища на различных фазах наполнения и сработки неодинакова для различных водоемов. Кроме того, она неодинакова для одного и того же водохранилища в разные годы.

При рассмотрении уровня режима как одного из факторов, влияющих на переработку берегов, наибольшее значение имеет учет повторяемости стояния уровней, близких к НПУ в безледный период, так как береговой склон в это время претерпевает наибольшие деформации.

На рис. 2 изображены кривые обеспеченностей уровней исследуемых водохранилищ с различным видом регулирования, построенных по ежегодным данным наблюдений за ряд лет.

Сравнение хронологических графиков колебания уровней и результатов их статистической обработки, которые представлены на рис. 2 в виде кривых обеспеченности, показывает явное различие в характере работы рассматриваемых групп водохранилищ. Водоохранилища сезонного регулирования имеют более крутую кривую обеспеченности, чем суточного, что свидетельствует об эксплуатации последних в основном на постоянных отметках с меньшими отклонениями от среднего.

Особенности уровня режима водохранилищ, и в частности, длительность стояния на отметках НПУ или близких к ним, определяют как характер процесса формирования берегов и его

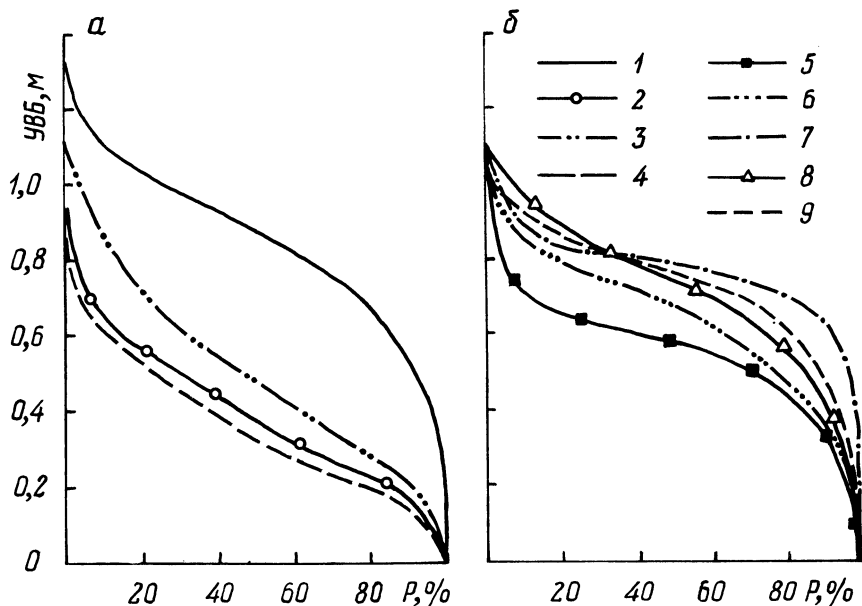


Рис. 2. Кривые обеспеченности уровней в верхнем бьефе водохранилищ: а – сезонного регулирования; б – суточного. Обозначения см на рис. 1.

интенсивность, так и профиль переработки и должны учитываться при прогнозировании переформирования берегов.

Основные деформации профиля происходят в безледный период при горизонтах, близких к НПУ. Это объясняется тем, что при общей амплитуде колебаний уровней в течение года, достигающей у отдельных водохранилищ 1,5 м, амплитуда колебаний уровней в безледный период гораздо меньше.

В этой связи определенный интерес представит анализ кривых обеспеченностей амплитуд колебаний уровней и расчет параметров этих кривых (табл. 1).*

Таблица 1. Характеристики уровенного режима водохранилищ

Водохранилище	Средняя многолетняя сработка, м	C_v	C_s	$\frac{C_s}{C_x}$	Число лет наблюдений
Заславское	1,5	0,10	0	0	23
Осиповичское	0,15	0,05	0,01	0,2	26

* Для расчета параметров применялся метод моментов.

Из таблицы следует, что величина коэффициентов вариации изменяется от 0,05 до 0,1, а величина коэффициента асимметрии близка к 0. Полученные результаты указывают на нормальный закон распределения. Это подтверждает вывод об эксплуатации водохранилищ в безледный период на отметках, приближающихся к отметкам НПУ с незначительными отклонениями.

Волновой режим водохранилищ может быть оценен по результатам некоторых работ, выполненных для условий БССР. Величина и характер волнения на больших водоемах в значительной мере зависят от длины разгона, глубины водохранилища и продолжительности действия ветра одинаковой силы и направления. Для условий водохранилищ Белоруссии с небольшими разгонами и глубинами, равными в среднем 2 - 2,5 м, изменение характера волнения происходит одновременно с изменением параметров ветра [3].

Волны, формируемые в условиях малых разгонов, являются более крутыми, чем при больших разгонах и обладают большей удельной энергией и разрушающей силой. Спектр высот волн более узкий, чем для больших водоемов и морей [3].

Наблюдения показывают, что особенности уровня и волнового режимов оказывают определенное влияние на разрушение и деформацию берегов [4, 5].

Период ледостава для исследуемых водохранилищ составляет 124 - 129 дней [6]. Так как данные водохранилища лежат в одном географическом поясе, даты начала ледостава и очищения ото льда у них: конец ноября - первая декада декабря и конец марта - середина апреля. Средние толщины льда составляют 30 - 40 см. Максимальная его толщина для различных водохранилищ (от 40 до 70 см) наблюдается в феврале - марте.

В весенний период происходят подвижки льда за счет повышения горизонтов, всплытия и подтаивания. Наблюдения [5], в том числе и наши, показали, что при воздействии ледяных полей на берега несколько изменяется профиль переработки.

В настоящее время при прогнозе переработки берегов учет ледовых явлений не производится, так как обычно в расчетах рассматривается период, свободный ото льда. Вместе с тем необходимо иметь в виду, что в зависимости от толщины ледяного покрова и характера ледохода лед способен оказывать механическое воздействие на берега и тем самым способствовать переработке берегов.

Таким образом, правильный учет особенностей гидрологических факторов будет в значительной степени содействовать надежному прогнозу переработки берегов.

Л и т е р а т у р а

1. Гриневич Л.А. Анализ условий использования гидроэнергоресурсов БССР с объединенной энергосистемой Северо-Запада. - Мат-лы респ. науч.-техн. совещ. по изуч., комплексн. использ. и охране водных ресурсов. - Минск, 1965.
2. К созданию кадастра водохранилищ (на примере водохранилищ БССР)/К.И.Шимко, Р.Ф.Лукошко, И.В.Минаев, А.А. Василевский. - Сб. НИИВП Минводхоза СССР: Вопросы водного строительства. - Минск, 1968.
3. Левкевич Е.М., Юхновец В.Н. Некоторые особенности ветрового волнения на водоемах с малыми разгонами волн. - В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. - Минск, 1973, вып.3.
4. Широков В.М. Влияние гидрометеорологических факторов на формирование берегов и ложа Куйбышевского водохранилища. - Тр. 7-го Байкальск. науч. координацион. совещ. по изуч. берегов водохранилищ. М., 1961.
5. Качугин Е.Г. Геологическое изучение динамики берегов водохранилищ. - М., 1975.
6. Левкевич Е.М. Сроки и длительность ледовых явлений на водохранилищах БССР. - В сб.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1978, вып.8.

УДК 556.555.5 + 627.81

П.Д.Гатилло, канд. техн. наук, доц.,
Л.А.Коблова, студ., Л.И.Никитина, студ. (БПИ)

ХАРАКТЕРИСТИКИ ЛЕДЯНОГО ПОКРОВА ВОДОЕМОВ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПОТЕРЬ ВОДЫ НА ЛЬДООБРАЗОВАНИЕ В ВОДОХРАНИЛИЩАХ БЕЛОРУССИИ

При расчетах регулирования стока необходимо определять потери воды из водохранилищ, включая потери на льдообразование. Однако в известных источниках приводятся лишь общие сведения по этому вопросу [1, 2, 3].

Ледяной покров в пределах зеркала не снижает располагаемых ресурсов воды даже временно, поскольку своим объемом он вытесняет воду из нижних слоев. Потери на льдообразование происходят в условиях ледостава при сработке водохранилища, когда часть ледяного покрова оседает на берегах.

Размер потерь соответствует объему воды, содержащемуся в осевшем льде. Потери за зимний период (в тыс. м³) могут быть определены по формуле

$$W_{\text{л}} = \gamma \alpha h_{\text{л.м}} (\Omega_{\text{н}} - \Omega_{\text{к}}), \quad (1)$$

где $\Omega_{\text{н}}$, $\Omega_{\text{к}}$ - площадь зеркала в начале и конце сработки, км²; γ - отношение удельных весов льда и воды, равное 0,9; α - коэффициент нарастания толщины ледяного покрова; $h_{\text{л.м}}$ - максимальная толщина льда к концу сработки, мм.

При этом в одних источниках предлагается принимать $\alpha = 0,65$, а $h_{\text{л.м}}$ определять теми или иными способами (например, на 15^{л.м} - 20% больше среднееголетней максимальной толщины льда на реках или же по зависимостям от суммы отрицательных температур воздуха [1]), в других же - толщину льда средней за период сработки (при отсутствии данных считать ее равной $0,67 h_{\text{л.м}}$ [3]).

Часто необходимо определять потери для расчетного года путем их последовательного установления для каждого расчетного отрезка (обычно месяца) зимней сработки. При этом приходится принимать: $\gamma = 0,9$; $\alpha = 1$; $h_{\text{л.ср}}$ - средняя для каждого отрезка толщина льда, а $\Omega_{\text{н}}$, $\Omega_{\text{к}}$ - площади зеркала в начале и конце каждого отрезка.

В [2, 4, 5] указывается на влияние снега. В расчет должен вводиться слой воды в осадках за вычетом испарения с поверхности снега [4]. В [5] показано, что первоначальный вид формулы, рекомендованной в [4], приводит к весьма значительным погрешностям при определении потерь в целом для зимнего периода сработки. Речь идет по существу о формуле (1), в которую вместо $\alpha h_{\text{л.м}}$ подставляется средняя за период сработки толщин льдоснегового покрова $h_{\text{л.ср}}$. Резкое снижение погрешности отмечено при определении $h_{\text{л.ср}}$ не в виде полусуммы начального и конечного за зимний период значений толщины льдоснегового покрова, а в виде среднеарифметического значения среднемесячных толщин за тот же период.

Следует констатировать, что в настоящее время основную сложность при установлении потерь воды на льдообразование представляет определение исходных данных. Гидрометеослужба ведет наблюдения за толщиной льда по пятидневкам на многих водоемах. Однако опубликованные обобщения касаются лишь средних наименьших и наибольших толщин льда за многолетие, начала и продолжительности периода ледовых явлений, продолжительности периода, свободного от льда. Материалы наблюдений без особой обработки могут быть использованы при рас-

четах по многолетним календарным рядам исходных данных. Однако отсутствуют характеристики, необходимые для проведения расчетов в годы различной обеспеченности. В работе [6] содержится лишь график зависимости толщины льда от средней глубины озера. Поскольку пояснений нет, надо полагать, что он рекомендуется для всей территории БССР. Неясна также обеспеченность этих толщин.

Известен ряд формул определения толщины льда по сумме отрицательных температур воздуха. Однако для использования этих формул в указанных целях необходимо было бы произвести предварительную обработку материалов наблюдений за температурой воздуха. К сожалению, опыт такой работы отсутствует.

В результате недостатка данных имеют место значительные погрешности в расчетах.

Для изучения возможностей более надежного и нетрудоемкого определения потерь воды при льдообразовании нами поставлены следующие задачи:

- 1) установить параметры максимальной толщины льда в водоемах;
- 2) выявить характер и тесноту корреляционных связей между минимальным стоком рек и толщиной льда в водоемах;
- 3) исследовать связи между зимними осадками и толщиной льда;
- 4) исследовать продолжительность и режимы нарастания толщины льда;
- 5) рассмотреть вопросы учета влияния зимних осадков и испарения со снежного покрова;
- 6) оценить размеры возможного изменения расчетных потерь в результате учета перечисленных факторов.

Распределения значений толщины льда целесообразно представлять в виде кривых обеспеченности. В работе для этого использованы материалы непрерывных послевоенных наблюдений, дающих возможность непосредственного определения средних значений $\bar{h}_{л.м}$ и коэффициентов вариации C_V для объектов с наиболее длинными рядами (до 32 членов) с приемлемой точностью. Поскольку во всех случаях значения $C_V < 0,5$ (табл. 1) и практически одинаковые значения оценок параметров распределений обеспечивает применение как метода наибольшего правдоподобия, так и метода моментов [7], нами использован метод моментов. Однако для непосредственного определения коэффициентов асимметрии C_S этим методом данная продолжительность наблюдений недостаточна. По-

Таблица 1. Параметры кривых обеспеченности максимальной толщины льда водоемов Белоруссии

Водоемы	Период наблюдений		Значения характеристик				Опорный объект для приводки к многолетним периодам	Вероятные значения коэффициента корреляции $r \pm r_r$
	годы	число членов ряда	за период наблюдений		за многолетний период			
			$h_{л.м.}, см$	C_V	$h_{л.м.}, см$	C_V		
Озера								
Нещердо	1945-77	32	51	0,17	51	0,17	опорный	
Освейс-	1946-77	32	56,3	0,21	56,3	0,21	опорный	
кое								
Дривяты	1945-77	32	58,9	0,25	58,9	0,25	опорный	
Сенно	1945-74	29	52,7	0,20	53,2	0,21	оз. Нарочь	0,74 \pm 0,06
Нарочь	1944-76	32	54,9	0,23	54,9	0,23	опорный	
Святязь	1970-76	6	32	0,43	39,3	0,38	оз. Нарочь	0,86 \pm 0,07
Споровс-	1945-64	19	43,8	0,23	44,4	0,22	оз. Нарочь	0,78 \pm 0,06
кое								
Выгонов-	1965-77	12	44,1	0,27	44,1	0,25	оз. Червоное	0,83 \pm 0,06
ское								
Червоное	1959-77	18	42,6	0,35	41,9	0,23	оз. Нарочь	0,84 \pm 0,05
Водохра-								
нилища								
Заславс-	1961-77	16	56,1	0,24	55,1	0,22	оз. Нарочь	0,94 \pm 0,02
кое (р.								
Свислочь)								
Осипович-	1961-77	16	48,3	0,25	47,6	0,23	оз. Нарочь	0,89 \pm 0,03
ское (р.								
Свислочь)								
Чигирин-	1962-77	16	44,8	0,26	43,8	0,27	в-ше Осипо-	0,56 \pm 0,12
ское (р.							вичское	
Друть)								

этому коэффициенты C_S установлены на основе сопоставления эмпирических и аналитических кривых обеспеченности. Для этого хронологические ряды наблюдений преобразовывались в убывающие, выраженные в модульных коэффициентах. Эмпирические значения обеспеченности устанавливались по формуле Н.Н.Чегодаева [7, 8]. Применение графоаналитического метода [8] приведет к слишком неодинаковым соотношениям C_S / C_V для разных объектов. Номограммы для определения этого соотношения методом наибольшего правдоподобия приведены лишь для случаев $C_V > 0,5$. Наложением эмпирических и аналитических кривых в целом выявлено их хорошее соответствие. В зоне $5 \leq P \leq 95\%$ аналитические кривые с разными соотношениями C_S / C_V отклоняются друг от друга незначительно. В данном случае приемлемо для всех объектов принимать это соотношение равным $C_S / C_V = 2$.

Параметры $\bar{h}_{Л,М}$, C_V для объектов с более короткими рядами наблюдений приводились к многолетнему периоду по

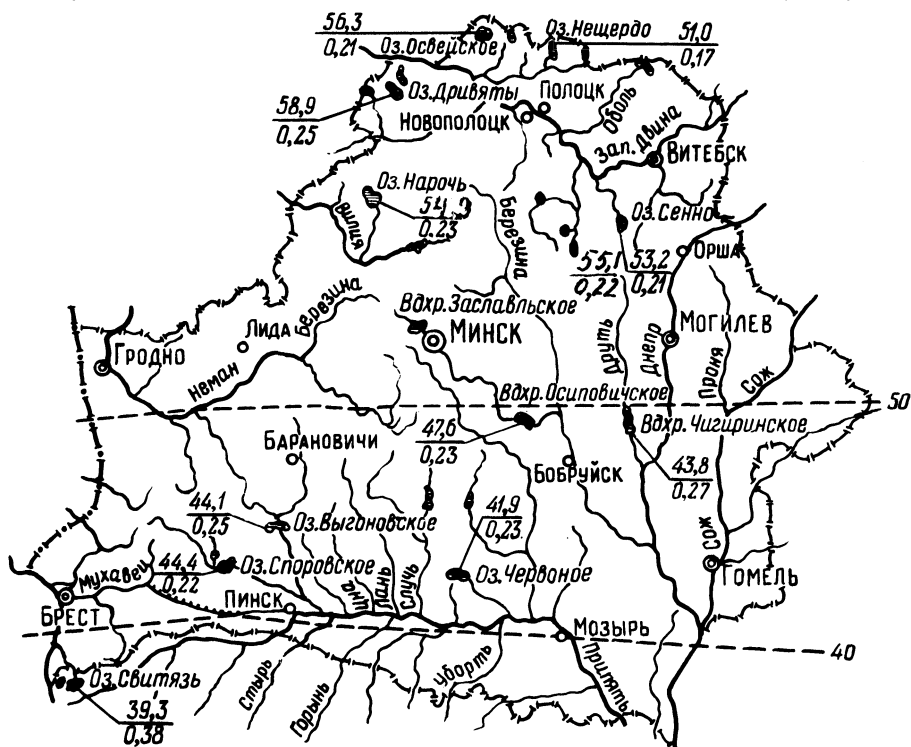


Рис. 1. Норма и коэффициенты изменчивости максимальной толщины льда в водоемах Белоруссии.

аналогии с опорными объектами с использованием уравнения регрессии [7, 8].

В работе использованы наблюдения на ряде озер северной и всех тех водоемах центральной и южной частей БССР, наблюдения над которыми достаточны для оценки корреляционных связей с опорными объектами. Привлечены данные по ближайшему к южным границам оз. Свитязь (северо-запад УССР).

Как видно из рис. 1, с севера на юг наблюдаются закономерности снижение $\bar{h}_{л.м}$ и некоторое увеличение их C_V . Могут быть выделены северная с $\bar{h}_{л.м} = 60 - 50$ см и $C_V \approx 0,22$, а также южная половина с $\bar{h}_{л.м} = 50 - 40$ см и $C_V \approx 0,25$. Можно ожидать, что на юге республики $\bar{h}_{л.м} = 40$ см, $C_V \approx 0,25$.

Небольшие различия в значениях параметров внутри районов можно объяснить влиянием местных условий. В связи с недостатком наблюдений на юге расположение изолиний (см. рис. 1) следует считать предварительным.

Корреляционная связь наблюдается между толщиной льда водоемов и зимним стоком рек (табл. 2).

Из приведенных 8 пар объектов лишь у 2 пар $|r| < |4E_r|$, что означает недоказанность и неудовлетворительность связей. Отметим, что и при анализе связей между толщиной льда различных водоемов Чигиринское водохранилище и оз. Нещердо выделялись своей аномальностью. Вот почему на этих объектах необходима проверка качества наблюдений.

Однако и на остальных объектах связи не могут быть приняты в качестве расчетных, так как $r < |0,8| [8]$. Это означает, что возможны самые различные сочетания зимнего стока рек и толщины льда в водохранилищах. Все же преимущественно наблюдается сочетание минимальных значений стока и максимальных значений толщины льда. Исходя из этого в качестве расчетного из данных в целом неблагоприятных сочетаний следует принимать такое, у которого толщина льда соответствует обеспеченности P^I , определяемой по выражению

$$P^I = 100 - P, \quad (2)$$

где P – расчетная обеспеченность стока, %.

Для определения расчетного количества осадков были проанализированы связи между максимальной толщиной льда на некоторых водоемах и суммой зимних осадков на ближайших пунктах наблюдений (табл. 3). Поскольку связь не-удовлетворительна и в тенденции обратная, расчетную обес-

печенность осадков P необходимо принимать по выражению, аналогичному (2) (P^0 - расчетная обеспеченность толщины льда).

Таблица 2. Характеристика корреляционных связей между максимальной толщиной льда водоемов и величиной зимнего стока рек

Объекты		Период параллельных наблюдений		Вероятное значение коэффициента корреляции $r + E_r$
водоем	река	годы	количество членов ряда	
Озера		1945-	32	$-0,26 \pm 0,10$
Нешедро	Свольна (с. Пользино)	-77		
Дривяты	Десна (г. Шарковщина)	1945- -77	32	$-0,58 \pm 0,08$
Сенно	Лучеса (с. Лускино-поль)	1945- -74	29	$-0,50 \pm 0,09$
Нарочь	Нарочь (с. Нарочь)	1944- -76	32	$-0,71 \pm 0,05$
Споровское	Ясельда (г. Береза)	1945 -64	19	$-0,56 \pm 0,09$
Червоное	Оресса (с. Андреевка)	1959- -77	17	$-0,68 \pm 0,09$
Водохранилища				
Заславское	Исlochь (с. Боровиковщина)	1960- -76	16	$-0,64 \pm 0,10$
Чигиринское	Друть (Чигиринская ГЭС)	1961- -77	16	$-0,02 \pm 0,17$

Таблица 3. Характеристика корреляционных связей между максимальной толщиной льда водоемов и суммой осадков за декабрь - март

Объекты		Период параллельных наблюдений		Вероятное значение коэффициента корреляции $r \pm E_r$
водоем	метеостанция или пост	годы	количество членов ряда	
Озера				
Нещердо	с.Горбачево	1951-77	26	-0,36±0,11
Дривяты	г.Браслав	1945-77	32	-0,11±0,12
Сенно	п.Сенно	1945-74	29	-0,12±0,12
Нарочь	д.Купа	1948-76	28	-0,13±0,12
Червоное	д.Пуховичи	1960-77	17	-0,11±0,16
Водохранилища				
Заславское	п.Гонолес	1961-77	16	-0,15±0,16
Осиповичское	Осиповичская ГЭС	1960-77	17	-0,07±0,16

Обобщение наблюдений за атмосферными осадками в Белоруссии произведено для периода до 1960 г. [9]. При необходимости использования накопленных наблюдений они могут подвергнуться аналогичной обработке.

Влияние испарения со снежного покрова водоемов может быть оценено на основе известных материалов [6], где приведены: карта изолиний нормы суммарного испарения за год; значения коэффициентов C_V и C_S ; внутригодовое распределение суммарного испарения. В связи с малой изученностью испарения с поверхности снега, а также с ведением расчета для морозных зим достаточным будет его учет по средним величинам.

Размеры компенсаций потерь воды на льдообразование за счет выпадающих осадков (за вычетом испарения с поверхности снега) могут быть определены для рассматриваемых отрезков времени (месяцев) по зависимостям (в тыс. м³):

а) для зоны оседания льда

$$\Delta W_{л}^1 = 0,5(O - И) (\Omega_{н} - \Omega_{к}), \quad (3)$$

б) для зоны ледового покрова, оставшегося на плаву,

$$\Delta W_{\text{л}}^{\text{II}} = (O - И) \Omega_{\text{к}}, \quad (4)$$

где O , $И$, $\Omega_{\text{н}}$, $\Omega_{\text{к}}$ – соответственно величины осадков, мм; испарения с поверхности снега, мм; площади зеркала водохранилища, км² в начале и конце расчетных отрезков времени.

С учетом (1), (3) и (4) выражение для определения потерь воды на льдообразование за расчетные отрезки времени примет вид

$$\Delta W_{\text{л}} = 9h_{\text{л}} (\Omega_{\text{н}} - \Omega_{\text{к}}) - 0,5(O - И)(\Omega_{\text{н}} + \Omega_{\text{к}}), \quad (5)$$

где $h_{\text{л}}$ – средняя толщина льда в данном отрезке времени, см (остальные обозначения см. в (3) и (4)).

Ранее были приведены характеристики максимальной толщины льда $h_{\text{л,м}}$, наблюдаемой в конце зимы. Для определения расчетных значений толщины льда $h_{\text{л}}$ за отдельные отрезки зимнего периода необходимо выявить характерные режимы ее нарастания. Для этого целесообразно представить изменение $h_{\text{л}}$ в долях от наибольшей толщины для данной зимы. Оказывается, что после образования ледяного покрова его толщина, нарастая, обычно достигает 50% своей максимальной величины (или даже более того) в конце декабря – первой половине января. К концу января – половине февраля – 80 – 90%, а к концу февраля – началу марта приближается к 100%. В конце марта – начале апреля наступает момент перехода к снижению толщины льда и полной его ликвидации (в течение одной – трех, реже – большего числа пятидневок).

Практическое значение представляет период устойчивого ледостава $t_{\text{л}}$ – от его начала до момента устойчивого перехода к разрушению ледяного покрова. Указанный момент совпадает с поступлением в водоемы талых вод и подъемом уровней. Большие различия наблюдаются в продолжительности периода $t_{\text{л}}$ из года в год. В целом отмечается снижение $t_{\text{л}}$ в направлении с севера на юг. Для разных объектов и в разные годы он составляет от 5 до 31 пятидневок. При прочих равных условиях потери воды на льдообразование будут тем большими, чем раньше и интенсивнее формируется лед и чем продолжительнее период ледостава.

Для количественного анализа режима нарастания толщины льда целесообразен показатель, аналогичный применявшему-

ся для энергетической оценки продольных профилей и других характеристик рек [10]. В этом случае в качестве такого показателя можно принять отношение площади Ω_{ACD} , ограниченной реальным графиком нарастания толщины льда и осями координат (заштрихованная площадь), к предельно возможной площади Ω_{ABCD} (рис.2), равной произведению наблюдавшейся в данном году максимальной толщины льда $h_{лм}$ на продолжительность периода $t_{л}$:

$$\alpha = \frac{\Omega_{ACD}}{\Omega_{ABCD}} \quad (6)$$

Значения показателя α определялись по данным режима нарастания толщины льда (единица времени - пятидневка). Для разных объектов в разные годы они составляют 0,919-0,438.

Связи между характеристиками $h_{л,м}$, $t_{л}$ и α отсутствуют. Можно усмотреть лишь тенденции общего увеличения $h_{л,м}$ с повышением $t_{л}$, роста α с увеличением $h_{л,м}$, а также снижения α с ростом $t_{л}$. Поэтому в качестве расчетных необходимо принимать невыгодные значения. Такowymi являются графики нарастания толщины льда с одним из наибольших значений каждой из следующих величин: $t_{л}$, $h_{л,м}$ и α . Для удобства пользования расчетные графики целесообразно подкорректировать, с тем чтобы α были характерны для определенных районов, начало и конец устойчивого ледостава совпадали с началом и концом соответствующих месяцев, толщина льда монотонно увеличивалась бы, в качестве расчетных отрезков времени служили бы месяцы, для принятых значений α были бы установлены по месяцам ступенчато нарастающие толщины льда (в процентах от $h_{л,м}$). Это позволит пользоваться ими для расчетного года в целом и по месячным отрезкам.

Предлагаемые расчетные значения $t_{л}$, α и толщин льда в отдельные месяцы приведены в табл. 4. Значения $h_{л,м}$ должны определяться в соответствии с изложенным ранее.

Полученные результаты могут быть использованы при проектировании водохранилищ для дифференцированного по обеспеченности и территории нетрудоемкого определения расчетных значений ледяного покрова, а также для учета влияния зимних осадков и испарения с поверхности снега на величину расчетных потерь воды на льдообразование. Это позволит снизить их значение на 30 - 40%, повысив соответственно полезную отдачу водохранилища.

Таблица 4. Рекомендуемые параметры расчетного нарастания толщины льда водоемов Белоруссии

Районы Белоруссии	Значения параметров			
	продолжительность периода устойчивого ледостава		режимы нарастания толщины льда в период устойчивого ледостава	
	пятидневков	месяцев	α	толщина льда в отд. месяцы, в % от $h_{л,м}$
Северная ок- раина (севернее Дриссы)	30	5	0,70	1* - 25
				2 - 55
				3 - 75
				4 - 95
				5 - 100
Основная часть	24	4	0,775	1 - 50
				2 - 70
				3 - 90
				4 - 100
Южная окраина (южнее Припяти)	18	3	0,85	1 - 65
				2 - 90
				3 - 100

* Порядковые номера месяцев устойчивого ледостава.

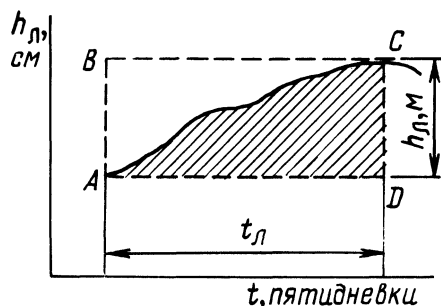


Рис. 2. Схема определения показателя режима нарастания толщины льда

Л и т е р а т у р а

1. Грацианский М.Н., Александровский Ю.В. Гидрология и гидротехнические сооружения. - М., 1961.
2. Крицкий С.Н., Менкель М.Ф. Водохозяйственные расчеты. - Л., 1952.
3. Плешков Я.Ф. Регулирование речного стока. - Л., 1972.

Изд. 2-ое. 4. Андреев В.Г., Руденко С.И. Об учете влияния ледяного и снегового покрова на водный баланс естественных и искусственных водоемов. - Метеорология и гидрология, 1939, №1. 5. Браславский А.П. Потери воды из-за оседания снежоледяного покрова на берегах водохранилища при понижении его уровня. - Тр. координац. совещ. по гидротехнике, "Ледотермический режим свободных рек и подпертых бьефов и его регулирование." - Л., 1968, вып. 42. 6. Ресурсы поверхностных рек СССР. Белоруссия и Верхнее Приднепровье. - Л., 1966, т. 5, ч. I и II. 7. Рождественский А.В., Чеботарев А.И. Статистические методы в гидрологии. - Л., 1974. 8. Руководство по определению расчетных гидрологических характеристик. - Л., 1973. 9. Шебеко В.Ф. Внутригодовое распределение и обеспеченность осадков на территории Белорусской ССР. - Минск, 1962. 10. Григорьев С.В. Потенциальные энергоресурсы малых рек СССР. - Л., 1946.

УДК 556.166

В.А.Хавич, ст. науч. сотр.,
Н.А.Ногина, мл. науч. сотр. (ЦНИИКИВР)

МЕТОДИКА ПОСТРОЕНИЯ РАСЧЕТНЫХ СХЕМ ФОРМИРОВАНИЯ МАКСИМУМОВ ВЕСЕННЕГО ПОЛОВОДЬЯ В БАССЕЙНАХ РЕК ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ИНЖЕНЕРНЫХ СИСТЕМ ЗАЩИТЫ ОТ НАВОДНЕНИЙ

Проектирование систем защиты территорий от речных наводнений вызывает необходимость учета влияния мероприятий, связанных с ним, на изменение расчетных характеристик максимального стока в речном бассейне. С этой целью выполняются расчеты трансформации гидрографов максимального стока в естественных и проектных условиях. Для их выполнения необходимо располагать системой гидрографов, задаваемых во входных створах основной реки и ее притоков. При этом изменение расчетных характеристик возможно оценить двумя путями:

1) расчета трансформации в проектных условиях реальных паводков, наблюдавшихся в прошлом, с последующим определением расчетных характеристик;

2) построения во входных створах расчетных гидрографов и последующих расчетов их трансформации в проектных условиях.

В первом случае используются непосредственные результаты реальных наблюдений. При этом определение расчетных характеристик максимального стока связано с необходимостью выполнения большого объема трудоемких расчетов трансформации стока в речном бассейне для накопления необходимой информации, а также требует многочисленных вычислений по построению кривых распределения исследуемых характеристик для расчетных створов проектируемой системы в проектных условиях. Особенно возрастает трудоемкость исследования при необходимости рассмотрения ряда проектных вариантов.

Во втором случае используются не реальные, а расчетные гидрографы заданной обеспеченности, поэтому для каждого проектного варианта достаточно выполнить всего один расчет трансформации стока. Тогда отпадает необходимость в построении кривых распределения характеристик в расчетных створах, так как их значения для проектных условий определяются непосредственно из результатов расчета трансформации гидрографов. Возникает задача определения расчетного сочетания входных гидрографов, которое обеспечивало бы прохождение по главной реке бассейна максимального расхода, имеющего заданную обеспеченность. Решение такой задачи может быть найдено на основе анализа возможных сочетаний расходов в створах основной реки и боковой приточности. На необходимость подобного анализа указывается и в действующих нормах проектирования СН 435-72 [1]. Однако методика его выполнения не разработана. Упомянутые в литературе [2, 3] приемы также не решают вопроса.

Наиболее рациональным методом решения его представляется использование регрессионного анализа.

Применительно к анализу сочетания гидрографов основной реки и боковой приточности могут быть построены регрессионные модели различных характеристик максимального стока: максимальных расходов, дат их наступления, объемов половодья, продолжительности и др. Располагая ими, можно известными в гидрологии методами построить искомую систему расчетных гидрографов в створах боковой приточности. При этом общая схема построения моделей характеристик включает ряд этапов:

- 1) речной бассейн разбивается по основной реке на расчетные участки, границами которых служат створы с имеющимися рядами наблюдений;
- 2) в пределах расчетных участков выделяются периоды одновременных наблюдений за стоком;
- 3) методом парного корреляционного анализа устанавливается теснота связей между исследуемыми параметрами паводков;

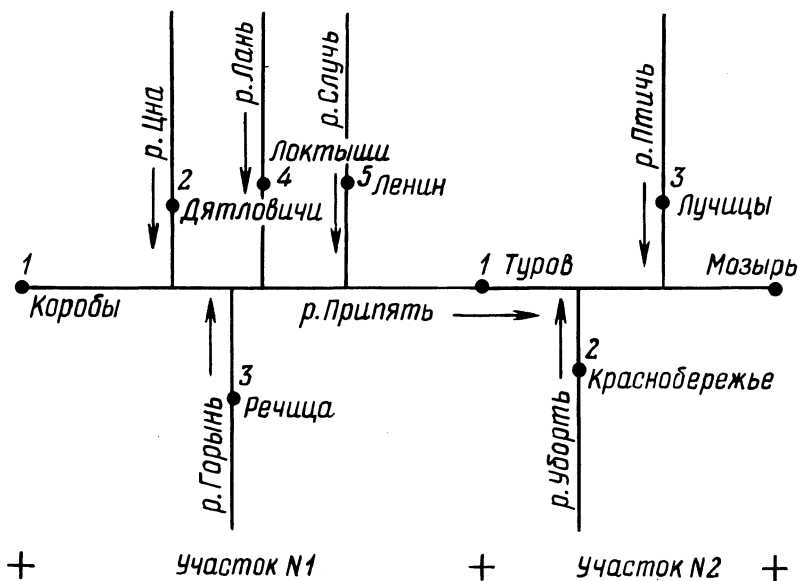


Рис. 1. Схема расчетной части бассейна р. Припять.

4) методом множественного регрессионного анализа строится математическая модель, устанавливающая зависимость между изучаемой характеристикой в замыкающем створе (створ-функция) и в других расчетных створах участка (створы-аргументы),

5) полученные для расчетных участков регрессионные модели используются затем для анализа характеристик максимального стока в соответствии с поставленной задачей.

Использование методики показано на примере бассейна р. Припять. На рис. 1 приводится схема разбивки расчетной части бассейна на участки. Задача исследования заключалась в установлении сочетания максимальных расходов боковой приточности, соответствующего весеннему паводку 1%-ной обеспеченности в створах основной реки. При этом даты наступления максимальных расходов на притоках должны были соответствовать средней дате наступления максимума в замыкающем створе (в/п Мозырь). Таким образом, моделировались две характеристики паводков: максимальный расход и дата его наступления.

Для построения моделей множественной регрессии использовались совместные наблюдения за стоком: в пределах 1-го участка - 22 года (1955-1976), 2-го - 43 года (1931-1940 и 1945-1976). Из указанного количества лет наблюдений 4 года

Табл. 1. Расчетные уравнения множественной регрессии

Номер расчетного участка	Номер уравнения	Свободный член a_0	Коэффициенты регрессии					Коэффициент множественной корреляции R	Средняя относительная погрешность δ , %
			a_1	a_2	a_3	a_4	a_5		
Максимальные расходы									
1	(1)	0,033	0,815	6,376	0,154	0,107	1,004	$0,98 \pm 0,01$	$\pm 9,5$
2	(2)	-0,027	1,05	1,084	1,924	-	-	$0,97 \pm 0,01$	$\pm 12,7$
Даты максимальных расходов									
1	(3)	0,109	0,673	0,392	0,186	0,158	0,645	$0,90 \pm 0,03$	$\pm 4,5$
2	(4)	0,07	0,751	0,124	0,097	-	-	$0,87 \pm 0,03$	$\pm 4,4$

Табл. 2. Результаты контрольных расчетов

Номер расчет- ного участка	Номер урав- нения	Конт- роль- ные годы	Максимальные расходы и даты в расчетных створах					Расходы и даты в замыкающем створе		Погрешности расчетов	
			1	2	3	4	5	факти- ческие	рас- четные	абсо- лютные	относи- тельные, %
Максимальные расходы (м ³ /с)											
1	(1)	1976	583	28	1410	42	180	1270	1190	80	6,9
2	(2)	1934	1560	514	300	-	-	3100	2610	490	15,8
		1941	1360	306	394	-	-	2420	2350	70	2,9
		1950	424	100	88	-	-	586	568	18	3,1
		1976	1270	463	265	-	-	2240	2180	60	2,7
Даты максимальных расходов											
1	(3)	1976	30.IY	8.IY	7.IY	4.IY	11.IY	15.IY	16.IY	1 сут	
2	(4)	1934	25.III	19.III	25.III	-	-	28.III	29.III	1	
		1941	13.IY	6.IY	10.IY	-	-	16.IY	16.IY	0	"
		1950	14.III	28.II	6.III	-	-	27.III	17.III	10	"
		1976	15.IY	6.IY	10.IY	-	-	18.IY	16.IY	2	"

Табл. 3. Корреляционные уравнения дат
максимальных расходов ($y = a_0 + ax$)

Номер участка, створ - функция	Створы - аргументы (река - пункт)	Номер уравнения	Свободный член a_0	Коэффициент регрессии a	Коэффициент корреляции
1. Припять - Туров	Цна - Дятловичи	(5)	0,556	0,491	$0,62 \pm \pm 0,09$
	Лань - Локтыши	(6)	0,520	0,568	$0,66 \pm \pm 0,08$
	Горынь - Речица	(7)	0,443	0,658	$0,81 \pm \pm 0,05$
	Случь - Ленин	(8)	0,118	0,935	$0,88 \pm \pm 0,03$
2. Припять - Мозырь	Уборть - Краснобережье	(9)	0,460	0,602	$0,71 \pm \pm 0,05$
	Птичь - Лучицы	(10)	0,323	0,726	$0,68 \pm \pm 0,06$

Табл. 4. Расчетная схема формирования максимумов весеннего половодья

Расчетные створы (река - пункт)	Дата максимального расхода	Максимальный расход, m^3/c	Обеспеченность, %
Припять - Коробы	5.IY	2210	1,0
Цна - Дятловичи	29.III	115	1,3
Горынь - Речица	23.III	3140	2,0
Лань - Локтыши	23.III	285	1,0
Случь - Ленин	2.IY	792	1,3
Припять - Туров	8.IY	3960	1,0
Уборть - Краснобережье	1.IY	707	3,5
Птичь - Лучицы	4.IY	664	4,0
Припять - Мозырь	11.IY	6040	1,0

(1934, 1941, 1950, 1976) были отобраны для контрольных расчетов и не учитывались при построении уравнений регрессии.

В качестве расчетных моделей использовались линейные уравнения вида

$$y = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i x_i.$$

Коэффициенты регрессии, определенные методом наименьших квадратов при помощи ЭВМ ЕС-1020, даны в табл. 1.

В табл. 2 показаны результаты контрольных расчетов по полученным уравнениям. Из приведенных данных можно заключить что расчетные модели обеспечивают приемлемую точность вычислений и могут использоваться для определения расчетного сочетания величин максимальных расходов и их дат.

Полученные уравнения множественной регрессии допускают значительное количество решений, поэтому для выделения из них единственного приходится вводить дополнительные гипотезы. Для определения расчетного сочетания максимальных расходов в качестве такой дополнительной гипотезы введено предположение что величины расходов боковой приточности распределяются пропорционально вкладу содержащих их членов регрессионного уравнения в результат. Тогда решение находится с использованием весовых коэффициентов, характеризующих вклады (веса) отдельных притоков. Используя найденные значения максимальных расходов, по соответствующим кривым устанавливаются значения их обеспеченностей.

Расчетное сочетание дат максимальных расходов определяется путем решения уравнения множественной регрессии совместно с парными корреляционными уравнениями, характеризующими связи между датами в замыкающем створе участка и створах боковой приточности (табл. 3).

В табл. 4 приводятся расчетные сочетания максимальных расходов и их дат, определенные по изложенной методике.

Изложенное свидетельствует об эффективности применения регрессионного анализа для определения расчетных сочетаний характеристик максимального стока в речном бассейне при проектировании инженерных систем защиты от наводнений. Разработанная методика может найти применение и для решения других вопросов водохозяйственного проектирования.

Л и т е р а т у р а

1. Указания по определению расчетных гидрологических характеристик (СН 435-72). - Л., 1972. 2. Водноэнергетиче-

кие расчеты методом Монте-Карло / Под ред. А.Ш.Резникова. - М., 1969. 3. Гидрологические расчеты при проектировании водохранилищ СССР / И.В.Боголюбова, В.С.Вугинский, Р.В.Донченко, Б.С.Цейтлин. - Мат-лы Международн. симп. по специфическ. аспектам гидролог. расчетов для водхоз. проект. Л., 1979.

УДК 628.221

Е.А.Казанли, инж. (БПИ)

К РАСЧЕТУ ИНТЕНСИВНОСТИ ДОЖДЕЙ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ КАНАЛИЗАЦИИ

Количественную оценку интенсивности ливней при расчете канализационных сетей рекомендуется осуществлять путем специальной обработки записей самопишущих дождемеров за многолетний период. В случае отсутствия таких наблюдений или их краткосрочности строительные нормы и правила (СНиП-П-32-74) рекомендуют пользоваться картами и формулами. Так, для определения интенсивности в таких условиях применяется формула

$$q = \frac{20^n q_{20} (1 + c \lg p)}{t^n}, \quad (1)$$

где q - средняя максимальная интенсивность дождя, л/с на 1 га; t - продолжительность дождя, мин; n - параметр, характеризующий уменьшение средней интенсивности с увеличением продолжительности при заданном периоде однократного превышения расчетной интенсивности дождя p ; q_{20} - интенсивность дождя, соответствующая продолжительности 20 мин при $p=1$ год; c - параметр, характеризующий вероятность интенсивности.

Из формулы (1) следует, что степень точности определения интенсивности будет зависеть от надежности данных о величинах параметров c , q_{20} , n , которые рекомендуется определять по мелкомасштабным картам-схемам. На картах приведена средняя величина параметра n для p в пределах $0,33 \pm 10$. Однако в ходе определения этой величины замечено, что в ряде пунктов и регионов она устойчиво меняется в зависимости от изменения p , и особенно при $p < 1$. Но пока имеются рекомендации по учету изменения n только для Средней Азии и Азербайджана по формуле

$$n = n_1 p^k, \quad (2)$$

где n_1 - величина параметра при p , равном одному году; k -

параметр, характеризующий изменчивость выпадения осадков и способный изменяться в указанном регионе от 0,05 до 0,15.

В ряде литературных источников имеются указания на то, что и за пределами этого региона величина n не остается постоянной при изменении p [1, 2].

В действующих же СНиП на территории БССР показана одна изолиния, соответствующая значению $n = 0,75$. Обработка записей плювиографов за 16–22 года в 11 пунктах на территории БССР показала, что n изменяется от 0,53 до 0,81 при различных p [3]. Это нельзя не учитывать, так как при определении интенсивности по среднему значению $n = 0,75$ вероятность ошибки составляет до 33%. Следовательно, в пунктах на территории БССР, где не ведутся наблюдения с помощью самопишущих дождемеров, пользуясь для определения n только картами, можно допустить значительные ошибки. В целях устранения этого недостатка, основываясь на данных обработки записей плювиографов, разработана формула для определения величины n_{cp} по сумме осадков теплого периода (апрель – октябрь):

$$n_{cp} = b \pm aN_m, \quad (3)$$

где n_{cp} – среднеарифметическая величина при p от 0,33 до 10; N_m – сумма осадков за апрель – октябрь (берется по ближайшей метеорологической станции), мм; a и b – коэффициенты, величина которых определяется по табл. 1 в зависимости от суммы осадков теплого периода (апрель – октябрь), а на севере – за период положительных среднемесячных температур.

Табл. 1. Величины коэффициентов a и b

Период, за который взяты осадки	Сумма осадков N_m по различным группам районов, мм	Коэффициенты		Возможные отклонения n от определенных путем обработки записей, %	
		a	b	в сред- нем	макси- мально
Апрель – октябрь	361–482	0,00106	0,24	3	10
"	223–358	0,00119	0,33	4	10
"	102–219	-0,00061	0,81	5	10
"	40–101	-0,00215	0,79	6	8
"	439–710	-0,00055	0,84	7	10
"	126–206	0,00035	0,50	6,5	11
"	223–386	0,00035	0,50	6,5	11

Обобщение данных по 100 пунктам на территории СССР показывает, что формула (3) применима и за пределами БССР. Формула не рекомендуется для определения n в пунктах, расположенных в горах до определения величин коэффициентов a и b . Но, как уже было сказано, величина $n_{\text{ср}}$ может существенно отличаться от n , соответствующих различным величинам p .

Анализ данных обработки записей дождей на территории БССР [3] позволил предложить формулу для перехода от $n_{\text{ср}}$ к n_p :

$$n_p = y n_{\text{ср}}, \quad (4)$$

где y – коэффициент, зависящий от периода однократного превышения расчетной интенсивности (табл. 2).

Табл. 2. Величина y при различных p

p	2-10	1	0,5	0,33
y	1,03	1,06	0,93	0,88

Отклонения рассчитанных по формуле (4) n_p от определенных путем обработки записей в среднем не превышают 3-7%.

Возникает вопрос: можно ли применять формулу (4) для определения n и за пределами БССР.

Ответ на этот вопрос может дать анализ табл. 3. В таблице показаны пункты, в которых параметр k , входящий в формулу (2), имеет неодинаковые значения. Для Тарту (Эстония) его величина может быть принята равной 0, Баку – 0,1, Минска при p от 1 до 10 его значение близко к 0, а от 0,5 до 0,33 – к 0,1. По некоторым показателям величина k для Волгограда, Свердловска, Новосибирска близка к 0,05.

Как видно из табл. 2, расхождения между величиной n_p , определенной по формулам (2) и (4), невелики и не превышают 14%, а в среднем по всем пунктам равны 3-4%.

Экстремальные отклонения (11-14%) относятся к Тарту и Баку, что объясняется спецификой изменения n , обусловленной характером климатических условий: величина n в Баку убывает при изменении p от 10 до 0,33. В Тарту, наоборот, с убыванием p от 10 до 0,33 n возрастает. В Минске имеют место обе тенденции: n возрастает при изменении p от 10 до 1 и убывает при изменении p от 1 до 0,33. Отсюда понятно, почему наибольшие расхождения наблюдаются на концевых участках рядов.

Следует отметить, что величины n , определенные по формуле (2) при величине $k = 0,05$ и формуле (4), существенных расхождений не дают.

Табл. 3. Величина n в некоторых пунктах

Пункт	$n_{\text{ср}}$	n_p						
		p_{10}	p_5	p_3	p_2	p_1	$p_{0,5}$	$p_{0,33}$
Баку								
обработка записей	0,59	0,69	0,65	0,62	0,59	0,55	0,51	0,49
формула (4)	0,57	0,59	0,59	0,59	0,59	0,60	0,53	0,51
отклонение, %	4	14	9	5	0	9	4	4
Тарту								
обработка записей	0,66	0,65	0,65	0,65	0,65	0,66	0,68	0,68
формула (4)	0,67	0,69	0,69	0,69	0,69	0,71	0,62	0,59
отклонение, %	2	6	6	6	6	7	10	13
формула (2), $k = 0$	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66
отклонение, %	0	2	2	2	2	0	3	3
Минск								
обработка записей	0,72	0,76	0,74	0,76	0,76	0,73	0,67	0,64
формула (4)	0,71	0,73	0,73	0,73	0,73	0,75	0,66	0,63
отклонение, %	1	4	1	4	4	3	1	2
формула (2), $k = 0,05$	0,75	0,81	0,79	0,77	0,76	0,73	0,71	0,69
отклонение, %	4	7	7	1	0	0	6	8
Волгоград								
формула (4)	0,69	0,71	0,71	0,71	0,71	0,73	0,64	0,61
формула (2), $k = 0,05$	0,72	0,79	0,76	0,74	0,72	0,70	0,68	0,66
отклонение, %	4	11	7	4	1	4	6	8
Свердловск								
формула (4)	0,76	0,78	0,78	0,78	0,78	0,81	0,69	0,66
формула (2), $k = 0,05$	0,75	0,81	0,79	0,77	0,76	0,73	0,71	0,69
отклонение, %	1	4	1	1	3	11	3	5
Новосибирск								
формула (4)	0,72	0,74	0,74	0,74	0,74	0,76	0,67	0,64
формула (2), $k = 0,05$	0,74	0,80	0,78	0,76	0,75	0,72	0,70	0,68
отклонение, %	3	8	5	3	1	5	4	6

Однако при пользовании формулой (2) необходимо знать величину n при $p = 1$ году, определяемую путем обработки записей дождей (как и величину k), что не везде возможно. В то же время, зная количество осадков теплого периода, по формулам (3) и (4) и табл. 1 и 2 можно с достаточной степенью точности определить величины n_p и $n_{ср}$ не только на территории БССР, но и на всей Европейской части СССР, в Уральском и Западно-Сибирском регионах, так как климатические характеристики на территории БССР во многом схожи с их характеристиками (табл. 4).

По мере же накопления фактических данных о величинах n_p значения n , приведенные в табл. 3, могут быть уточнены применительно к особенностям климатических условий.

До последнего времени мало уделялось внимания расчету интенсивности часто повторяющихся дождей при $p < 0,33$. Однако в связи с необходимостью очистки поверхностных сточных вод с нечистых территорий городов и других населенных пунктов перед сбросом их в водоемы из коллекторов при раздельной системе канализации вопрос этот становится весьма актуальным.

В литературе [5] для определения интенсивности дождей при $p < 0,33$ рекомендована формула

$$q_p = \frac{20^n q_{20} (m \sqrt[m]{p} - \tau)}{t^n (1 - \tau)}, \quad (5)$$

Табл. 4. Основные характеристики осадков на территории СССР [4]

Регионы	Диапазон осадков за апрель – октябрь, мм	Средне-суточный максимум, мм	Суточный максимум обеспеченностью 63%, мм	Максимальная 20-минутная интенсивность, мм
Белорусский	370-482	34-41	25-31	0,8-2,2
Центральный	372-429	29-40	24-32	1,0-1,8
Юго-Западный, /Донецко-Приднепровский	236-403	33-42	27-36	0,7-1,9
Северо-Западный	335-462	27-33	22-30	0,6-1,9
Прибалтийский	402-471	32-39	29-30	0,8-1,1
Южный	236-294	35-39	29-30	0,8-1,1
Западно-Сибирский	324-372	26-34	22-30	0,7-1,1

где q_p - интенсивность дождя при $p < 0,33$ л/с на 1 га; τ - величина, связанная с климатическими условиями; m - показатель корня (может изменяться от 2 до 4).

Формула выведена на основании обработки многолетних записей плювиографами дождей, выпавших в Ленинграде, и подтверждена данными наблюдений по Архангельску и Таллину, т. е. в приморских пунктах, где ход выпадения и интенсивность дождей имеют свою специфику по отношению к пунктам, удаленным от морских побережий и крупных озер. Для этих условий приняты $\tau = 0,2$ и $m = 3$.

В других пунктах рекомендуется принимать τ в зависимости от величины параметра s в пределах $0,2-0,27$, а $m = 3$. Однако, как показала обработка записей дождей в Минске, Пинске, Горках (Белоруссия), $m = 2,55$, что существенно влияет на величину интенсивности. Следовательно, до разработки более точного метода определения величин m при расчете интенсивности дождя по формуле (5) возможны существенные ошибки.

В условиях БССР q_p при $p < 0,33$ в пунктах, где не ведутся записи дождей плювиографами, величину q_p целесообразно определять по формуле

$$q_p = \frac{A_p}{t n_p} [6]. \quad (6)$$

Величину A при $p = 0,25-0,07$ рекомендуется рассчитывать по формуле

$$A_p = 20^{n_{cp}} q_{20} \left(\frac{n_p}{n_{cp}}\right)^2 p^\mu, \quad (7)$$

где μ - показатель степени равен $0,57$ для условий БССР и для пунктов, где коэффициент s , входящий в формулу (1), изменяется от $0,85$ до $1,0$. Там же, где $s = 1,1-1,2$, величина $\mu = 0,72$.

При $p = 0,05-0,03$ A_p следует рассчитывать по формуле

$$A_{p \ 0,05-0,03} = 20^{n_{cp}} q_{20} (2,2p - 0,033); \quad (8)$$

n_p при $p < 0,33$ - по формуле

$$n_p = n_{cp} p^{0,11}. \quad (9)$$

До накопления данных формулы (6)-(9) за пределами БССР можно применять там, где сумма осадков за апрель-октябрь равна $402-482$ мм, $q_{20} = 80-103$ л/с на 1 га, $n_{cp} = 0,65-0,74$, т. е. в сходных условиях.

Уточнение расчетной интенсивности дождей на территории БССР позволяет снижать диаметры труб на один сортамент в сравнении с расчетами по рекомендации СНиП в периоды превышения расчетной интенсивности $p_{1-0,33}$. Это способствует снижению капитальных затрат до $3,0 \div 8,0$ тыс. руб. на 1 км водосточной коллекторной сети. Возможна экономия приведенных затрат на 850–1650 руб. ежегодно на тот же измеритель.

Таким образом, проведенные исследования по уточнению параметра n , входящего в формулу для расчета интенсивности дождей, позволяют более обоснованно выполнять расчеты ливневой канализации не только на территории Белоруссии, но и далеко за ее пределами. Это найдет применение в первую очередь при проектировании водосточной сети в усадьбах колхозов, совхозов, на промышленных площадках, особенно в малообжитых районах СССР и позволит значительно снизить сметную стоимость строительства водосточной сети.

Л и т е р а т у р а

1. Молоков М.В., Гулиев Ф.С. Новые данные по нормам интенсивности дождей для расчета дождевой канализации. – Водоснабжение и санитарная техника, 1970, № 1. 2. Молоков М.В., Кичев С.Н. Нормы интенсивности дождей для юго-востока Европейской территории СССР. – Информационно-реферативный сборник, Сер. IY "Проектирование водоснабжения и канализации". – М., 1976, вып. 4 (102). 3. Молоков М.В., Казанли Е.А. Определение параметра n по сумме осадков теплого периода в различных зонах СССР. – В сб.: Проблемы очистки и использования природных и сточных вод. – Минск, 1975. 4. Справочник по климату СССР. Влажность воздуха, атмосферные осадки, снежный покров. – Л., 1968. 5. Молоков М.В. Вывод формулы интенсивности дождей для расчета ливнеспусков новой канализации г. Ленинграда. – В сб.: Санитарная техника. Л., 1949, вып. 1/4. 6. Казанли Е.А. Расчет интенсивности дождей частой повторяемости. – В сб.: Проблемы использования и охраны вод. – Минск, 1979.

ОСОБЕННОСТИ ФОРМИРОВАНИЯ СТОКА В УСЛОВИЯХ
СМЕЩАЮЩИХСЯ ДОЖДЕЙ

В известных работах по теории формирования дождевого стока [1 - 5], а также в основанных на них методах расчета (изохрон, приливных площадей, единичного гидрографа, предельных интенсивностей) принимают, что смена фаз дождя, т.е. уменьшение или увеличение его интенсивности, происходит одновременно на всей орошаемой дождем территории водосбора. Как известно [6 - 10], процессы формирования облачных систем и образования осадков весьма разнообразны. В частности, наблюдаются смещающиеся дожди, для которых характерно не только изменение интенсивности выпадения осадков во времени, но и в пространстве.

Произведенный нами анализ данных наблюдений на Прибалтийской стоковой станции [11], оборудованной двенадцатью плювиографами, показал смещение максимумов интенсивности выпадения осадков по территории со скоростью $3 \div 5$ м/с. Смещение дождей отмечается также в [12].

В настоящей работе рассматривается формирование расходов воды в условиях смещающихся дождей с постоянными скоростью и направлением.

Согласно существующим теориям формирования стока, которые не учитывают возможного смещения дождя по территории водосбора, расход воды Q_k в замыкающем створе Б (рис. 1) в момент T_k может быть вычислен по формуле

$$Q_k = \Delta \omega_1 i_1 \Psi_1 + \Delta \omega_2 i_2 \Psi_2 + \dots + \Delta \omega_n i_n \Psi_n, \quad (1)$$

где $\Delta \omega_n$ - площадь элементарной n -ой площади водосбора; i_n - интенсивность дождя по графику хода дождя в момент $T_k - t_n$; t_n - продолжительность протекания воды от n -ой элементарной площадки до замыкающего створа; Ψ_n - коэффициент стока для n -ой элементарной площадки и $(T - t_n)$ - го момента времени.

При расчете расходов воды по методу "предельных интенсивностей", который принят в нашей стране в качестве нормативного для обоснования дождевой канализации населенных мест, промпредприятий и других застроенных территорий, приведенную выше формулу упрощают и приводят к виду

$$Q_k = F i_{\text{ср}} \Psi, \quad (2)$$

где F – площадь бассейна канализования, принимающая участие в формировании расхода воды в расчетном сечении водостока (при небольших размерах бассейна принимают, как правило, всю его площадь); Ψ – коэффициент стока; $i_{\text{ср}}$ – средняя интенсивность дождя за время протекания воды от элементарной площадки, наиболее удаленной от расчетного сечения водостока и участвующей в формировании расхода воды в этом сечении в момент T_k , до расчетного сечения.

При пользовании формулой (2) допускается, что если в какой-либо момент на какой-либо из элементарных площадок произошло уменьшение или увеличение интенсивности дождя, то же самое и в тот же момент происходит на всех других элементарных площадках бассейна канализования, т.е. фазы дождя сменяются одновременно на всей орошаемой им территории.

Площадь водосбора, которая участвует в формировании расхода воды в замыкающем створе (рассматривается случай, когда не весь водосбор участвует в формировании расхода воды) в момент T_k в случае неподвижного дождя, охватывающего всю территорию водосбора, можно определить на основе следующих рассуждений и расчетов. В окрестности замыкающего створа (точка Б, рис. 1) сток формируется и поступает в него при интенсивности дождя i_k , соответствующей моменту T_k по графику хода дождя (см. рис. 1, а). Наиболее уда-

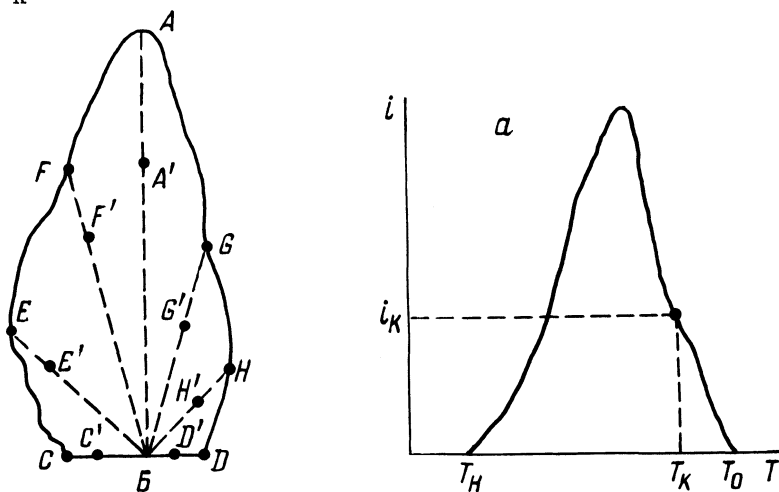


Рис. 1. Схема формирования стока на водосборе.

ленные от замыкающего створа элементарные площадки водосбора (площадки в окрестности точек A', C', D', E', H'), принимающие участие в формировании расхода воды в этом створе в момент T_k , находятся на расстояниях (измеряющихся по пути стекания воды)

$$L_k = (T_k - T_H) v_B,$$

где v_B - средняя взвешенная скорость стекания воды.

Причем на этих элементарных площадках сток будет формироваться при интенсивности i_H , соответствующей моменту начала дождя, на всех промежуточных элементарных площадках - при интенсивностях, соответствующих промежутку от T_H до T_k по графику хода дождя. Площадь водосбора, ограниченная точками $B, A', C', D', E', G', H'$ и является той площадью, которая участвует в формировании расхода воды в замыкающем створе в момент T_k .

Расстояние от замыкающего створа до наиболее удаленных элементарных площадок, принимающих участие в формировании расхода воды в момент окончания дождя, - длина линии стока - определится по уравнению

$$L_M = (T_O - T_H) v_B = t_D \cdot v_B. \quad (3)$$

Здесь t_D - продолжительность дождя.

В случае, когда продолжительность дождя больше продолжительности протекания воды от наиболее удаленной элементарной площадки водосбора до замыкающего створа, в формировании расхода воды участвует весь водосбор. Важным расчетным параметром в этих условиях является критическое время. При максимальной длине линии стекания воды L_O для данного водосбора в случае неподвижного дождя критическое время определяется по формуле

$$t_{кр} = L_O / v_B. \quad (4)$$

Изучение особенностей формирования стока в условиях смешивающихся дождей показывает, что при одинаковых интенсивности осадков на постах, форме, размерах и состоянии поверхности водосбора расходы воды, а также ход стока в целом в замыкающем створе при смешивающихся дождях могут существенно отличаться от этих же характеристик стока в условиях неподвижных дождей.

Причем в том случае, когда в формировании расхода воды в замыкающем створе участвует только часть водосбора (при незначительной продолжительности дождя по сравнению с раз-

мерами водосбора), разные расходы воды в створе могут наблюдаться вследствие того, что в формировании их участвуют разные площади водосбора. Средние интенсивности дождя, при которых происходит формирование расходов воды, а также объемы стока остаются при этом одинаковыми.

Если же в формировании расходов воды участвует весь водосбор, разные расходы воды в замыкающем створе возможны из-за формирования их при разных средних интенсивностях осадков. Объем стока остается при этом также постоянным.

Для сравнения расходов воды, определяемых расчетом при неодинаковом характере хода дождя (неподвижный или смещающийся), можно воспользоваться известной формулой $Q = F i_{\text{ср}} \Psi = BL i_{\text{ср}} \Psi$.

Здесь B и L — соответственно ширина и длина активной части водосбора. Отмеченные ранее недостатки этой формулы не мешают использовать ее для сравнения расходов. Так как площадь активной части водосбора зависит от ее длины, а от последней — в свою очередь длина линий стока на активной части водосбора, средняя интенсивность дождя $i_{\text{ср}}$, при которой происходит формирование расходов воды в замыкающем створе (при полном участии водосбора в формировании расходов воды), зависит от критического времени $t_{\text{кр}}$. Принимая во внимание зависимость расхода воды в замыкающем створе от указанных величин, в настоящей работе исследуем только L и $t_{\text{кр}}$. По полученным при этом попутно формулам можно также рассчитать и построить графики хода стока в замыкающем створе.

Рассмотрим зависимость длин линий стока активной части водосбора от определяющих ее факторов в условиях смещающихся дождей. Для этого достаточно установить связь между координатами точек водосбора, которые участвуют в формировании расходов воды, и указанными факторами.

Пусть смещение дождя происходит в направлении от A к B (см. рис. 1) со скоростью v_0 . Продолжительность дождя, наблюдаемая в неподвижных относительно поверхности водосбора точках (в каждой отдельно) составляет t_0 . Дождь начинается в точке A в момент T_0 . Стеkanie воды по поверхности водосбора происходит с некоторой средней взвешенной скоростью v . Найдем длину линий стока активной части водосбора (предполагается, что не весь водосбор участвует в формировании расхода воды в замыкающем створе).

При указанных условиях моменты начала и окончания дождя на элементарных площадках, находящихся на расстояниях X от точки А в сторону Б, будут соответственно равны $T_n + \frac{X_{AB}}{v_0}$ и $T_n + \frac{X}{v_0} + t_d$. Промежуточные моменты хода дождя на этих элементарных площадках составляют $T_n + \frac{X}{v_0} + \Delta t$, где $0 < \Delta t < t_d$.

Для того чтобы вода из створа X поступила в створ Б, она должна пройти путь, равный $X_{AB} - X$ (стекание воды строго по прямой АБ; X_{AB} - расстояние между точками А и Б). На прохождение водой пути $X_{AB} - X$ потребуется время, равное $\frac{X_{AB} - X}{v_0}$.

Расстояние X от створа А в направлении Б до элементарных площадок, принимающих участие в формировании расхода воды в створе Б в момент T_k , определяется из уравнения

$$T_k = T_n + \frac{X}{v_0} + \frac{X_{AB} - X}{v_B} + \Delta t.$$

Решая это уравнение относительно X , получаем

$$X = (T_k - T_n - \frac{X_{AB}}{v_B} - \Delta t) : (\frac{1}{v_0} - \frac{1}{v_B}).$$

Последнее уравнение действительно для $0 < X \leq X_{AB}$. Если в интервале значений $0 \leq \Delta t \leq t_d$ получается $X > X_{AB}$ или $X < 0$, это означает, что в момент T_k в створе Б сток отсутствует.

Принимая конкретное значение T_k и переменные Δt в пределах от 0 до t_d , можно найти координату X всех точек на линии АБ, участвующих в формировании расхода воды в замыкающем створе в момент T_k .

В случае $v_0 > v_B$ расстояние от створа А до ближайшей от него элементарной площадки, принимающей участие в формировании расхода воды в створе Б в момент T_k , определится из уравнения

$$X_{\text{мин}} = (T_k - T_n - \frac{X_{AB}}{v_B} - \Delta t_{\text{мин}}) : (\frac{1}{v_0} - \frac{1}{v_B}),$$

расстояние от створа А в сторону Б до наиболее удаленной от А элементарной площадки - из уравнения

$$X_{\text{макс}} = (T_{\text{к}} - T_{\text{н}} - \frac{X_{\text{АБ}}}{v_{\text{в}}} - \Delta t_{\text{макс}}) : (\frac{1}{v_{\text{о}}} - \frac{1}{v_{\text{в}}}).$$

При $v_{\text{о}} < v_{\text{в}}$ эти уравнения принимают вид

$$X_{\text{мин}} = (T_{\text{к}} - T_{\text{н}} - \frac{X_{\text{АБ}}}{v_{\text{в}}} - \Delta t_{\text{макс}}) : (\frac{1}{v_{\text{о}}} - \frac{1}{v_{\text{в}}});$$

$$X_{\text{макс}} = (T_{\text{к}} - T_{\text{н}} - \frac{X_{\text{АБ}}}{v_{\text{в}}} - \Delta t_{\text{мин}}) : (\frac{1}{v_{\text{о}}} - \frac{1}{v_{\text{в}}}).$$

Длина линии стока $L_{\text{к}}$ на активной части водосбора в момент $T_{\text{к}}$ по направлению АБ получает следующее выражение:

$$L_{\text{к}} = X_{\text{макс}} - X_{\text{мин}},$$

Принимая $\Delta t_{\text{мин}} = 0$, $\Delta t_{\text{макс}} = t_{\text{д}}$, можно найти максимальное возможное для $t_{\text{д}}$, $v_{\text{о}}$, $v_{\text{в}}$ значение длины $L_{\text{м}}$ линии стока, которое будет иметь место в некоторые моменты. В случае $v_{\text{о}} > v_{\text{в}}$

$$L_{\text{м}} = X_{\text{макс}} - X_{\text{мин}} = \frac{t_{\text{д}} v_{\text{о}} v_{\text{в}}}{v_{\text{о}} - v_{\text{в}}}. \quad (5)$$

Когда $v_{\text{о}} < v_{\text{в}}$,

$$L_{\text{м}} = \frac{t_{\text{д}} v_{\text{о}} v_{\text{в}}}{v_{\text{в}} - v_{\text{о}}}. \quad (6)$$

Считая переменные $X_{\text{мин}}$, $X_{\text{макс}} = X_{\text{мин}} + L_{\text{м}}$, $\Delta t_{\text{мин}} = 0$, $\Delta t_{\text{макс}} = t_{\text{д}}$, можно найти всю область значений $T_{\text{к}}$, в пределах которой водосбор принимает максимально возможное в данных условиях участие в формировании расхода воды в замыкающем створе.

При смещении дождя под углом к вектору стекания воды в пределах $0 < \alpha < 90^\circ$ формулы (5) и (6) принимают вид:

$$L_{\text{м}} = \frac{t_{\text{д}} v_{\text{о}} v_{\text{в}}}{v_{\text{о}} - v_{\text{в}} \cos \alpha}; \quad (5')$$

$$L_{\text{м}} = \frac{t_{\text{д}} v_{\text{о}} v_{\text{в}}}{|v_{\text{в}} \cos \alpha - v_{\text{о}}|}; \quad (6')$$

в случае $\alpha = 90^\circ$ (5') и (6') преобразуются в $L_M = t_D \cdot v_D$.

Когда смещение дождя происходит в направлении, противоположном течению воды по поверхности водосбора (т.е. от Б к А, рис. 1), момент начала дождя в створах, находящихся между створами А и Б на расстоянии X от створа Б, получает выражение $T_H + \frac{X}{v_D}$, где T_H - начало дождя в створе Б. Момент окончания дождя в тех же створах: $T_H + \frac{X}{v_D} + t_D$; промежуточные моменты хода дождя: $T_H + \frac{X}{v_D} + \Delta t$. Поступление воды из окрестности створов, расположенных на расстоянии X от створа Б, в створ Б:

$$\text{начало } T_H + \frac{X}{v_D} + \frac{X}{v_B};$$

$$\text{окончание } T_H + \frac{X}{v_D} + \frac{X}{v_B} + t_D;$$

$$\text{промежуточные моменты } T_H + \frac{X}{v_D} + \frac{X}{v_B} + \Delta t.$$

В формировании расхода воды в створе Б в момент T_K принимают участие только те элементарные площадки, которые удовлетворяют уравнению $T_K = T_H + \frac{X}{v_D} + \frac{X}{v_B} + \Delta t$ при следующих ограничениях: $0 \leq \Delta t \leq t_D$ и $0 \leq X \leq X_{AB}$. Решая это уравнение относительно X , получаем

$$X = (T_K - T_H - \Delta t) : \left(\frac{1}{v_D} + \frac{1}{v_B} \right). \quad (7)$$

Принимая такое наименьшее значение Δt , после подстановки которого в (7) соблюдается неравенство $0 \leq X \leq X_{AB}$, можно найти расстояние X_{\max} до наиболее удаленной элементарной площадки водосбора, принимающей участие в формировании расхода воды в створе Б в момент T_K .

При наибольшем значении Δt , когда после подстановки его в уравнение (7) соблюдалось неравенство $0 \leq X \leq X_{AB}$, можно найти расстояние до ближайшей от створа Б элементарной площадки водосбора, принимающей участие в формировании воды в створе Б в момент T_K . Разность расстояний X_{\max} и X_{\min} равна длине линии стока активной части водосбора по направлению АБ для момента T_K .

В случае $\Delta t_{\text{мин}} = 0$, $\Delta t_{\text{макс}} = t_{\text{д}}$ можно найти максимально возможное для данных $t_{\text{д}}$, $v_{\text{о}}$, $v_{\text{в}}$ значение длины линии стока $L_{\text{м}}$, которое имеет место в некоторые моменты, по формуле

$$L_{\text{м}} = X_{\text{макс}} - X_{\text{мин}} = \frac{t_{\text{д}} v_{\text{о}} v_{\text{в}}}{v_{\text{о}} + v_{\text{в}}} \quad (8)$$

Если смещение дождя происходит под углом α в промежутке от $\alpha > 90^\circ$ до $\alpha \leq 180^\circ$ к вектору стекания воды, формула (8) принимает вид

$$L_{\text{м}} = \frac{t_{\text{д}} v_{\text{о}} v_{\text{в}}}{v_{\text{о}} - v_{\text{в}} \cos \alpha} \quad (8')$$

Общей формулой, заменяющей (3 - 6, 6', 5', 8, 8'), является

$$L_{\text{м}} = \frac{t_{\text{д}} v_{\text{о}} v_{\text{в}}}{|v_{\text{о}} - v_{\text{в}} \cos \alpha|} \quad (9)$$

Средняя интенсивность дождя, при которой происходит формирование расхода воды в замыкающем створе (в случае смещающегося дождя) в произвольный момент времени, определится из уравнения

$$i_{\text{ср}} = \frac{1}{\Delta t_{\text{макс}} - \Delta t_{\text{мин}}} \int_{T_{\text{н}} + \Delta t_{\text{мин}}}^{T_{\text{н}} + \Delta t_{\text{макс}}} i(T) dT,$$

в моменты максимального (но не полного) участия водосбора - из уравнения

$$i_{\text{ср}} = \frac{1}{t_{\text{д}}} \int_{T_{\text{н}}}^{T_{\text{н}}} i(T) dT. \quad (10)$$

* Формула (10) выражает среднюю интенсивность дождя за время от его начала до окончания.

В случае полного участия водосбора в формировании расхода воды в замыкающем створе одним из наиболее важных параметров является критическое время. Рассмотрим зависимость этого параметра от определяющих его факторов.

При смешении дождя по направлению стекания воды по поверхности водосбора (например, от А в сторону Б, рис. 1) начало, максимум интенсивности и другие фазы дождя в створе Б будут смещены относительно фаз дождя в створе А на величину X_{AB}/v_0 . Так, если в створе Б в момент T_k наблюдается дождь, соответствующий фазе T_k (рис. 1, а), в створе А в тот же момент - дождь в фазе

$$T_k + \frac{X}{v_0} .$$

Формирование расхода воды в момент T_k в створе Б будет происходить при интенсивности дождя в его окрестности, соответствующей фазе T_k . В то же время в створ Б поступает сток из окрестности точки А, формирование которого происходило в момент $T_k - \frac{X_{AB}}{v_B}$. В этот момент в окрестности точки А шел дождь, соответствующий фазе $T_k - \frac{X_{AB}}{v_B} + \frac{X_{AB}}{v_0}$. От про-

межуточных между А и Б элементарных площадок в момент T_k в створ Б будет поступать сток, формирование которого происходило в интервале фаз дождя от T_k до $T_k - \frac{X_{AB}}{v_B} + \frac{X_{AB}}{v_0}$.

Максимальная разность фаз дождя, в пределах которой происходит формирование расхода воды в замыкающем створе Б в момент T_k по направлению АБ:

$$t_{кр} = T_k - (T_k - \frac{X_{AB}}{v_B} + \frac{X_{AB}}{v_0}) = L_0 \left| \frac{1}{v_B} - \frac{1}{v_0} \right| . \quad (11)$$

Величина $t_{кр}$ - условное (только для одного направления)

критическое время в случае смещающегося дождя, когда угол между векторами смещения дождя и стекания воды по поверхности водосбора равен нулю. При других углах между этими векторами в интервале $0^\circ < \alpha < 90^\circ$ формула (11) принимает вид

$$t_{кр} = L_0 \left| \frac{\cos \alpha}{v_0} - \frac{1}{v_B} \right| . \quad (11')$$

Если смещение дождя происходит против стекания воды (например, от Б в сторону А), начало, окончание и другие фазы дождя в створе А наступают позже по сравнению со створом Б на величину X_{AB}/v_0 . Так, если в створе Б в момент T_k идет дождь в фазе T_k^k , то в тот же момент в створе А будет идти дождь в фазе $T_k^k - X_{AB}/v_0$. В момент T_k в створ Б будет поступать сток из окрестности створа А, формирование которого происходит в фазе $T_k - X_{AB}/v_0 - X_{AB}/v_B$. Максимальная разность фаз, т.е. критическое время, в пределах которого формируется сток в створе Б по направлению АБ, будет

$$t_{кр} = L_0 \left(\frac{1}{v_B} + \frac{1}{v_0} \right). \quad (11'')$$

При углах между векторами смещения дождя и стекания воды в пределах $90^\circ < \alpha \leq 180^\circ$ формула (11'') преобразуется в

$$t_{кр} = L_0 \left(\frac{1}{v_B} - \frac{\cos \alpha}{v_0} \right). \quad (11''')$$

Общей формулой, заменяющей (11, 11', 11'', 11'''), является

$$t_{кр} = L_0 \left| \frac{1}{v_B} - \frac{1}{v_0} \right|. \quad (12)$$

Из сказанного следует, что формирование стока в условиях смещающихся дождей существенно отличается от формирования стока в условиях неподвижных дождей. Такие параметры, как активная часть водосбора, критическое время и расход воды в замыкающем створе, в значительной мере зависят от величины и направления скорости смещения дождя относительно направления стекания воды по поверхности водосбора.

Так, по результатам анализа дождя, наблюдавшегося на Прибалтийской стоковой станции 26 июня 1966 г., максимум его смещался в юго-западном направлении со скоростью приблизительно 2 м/с. Если принять, что в том же направлении происходит стекание воды со скоростью 1 м/с и длина водостока, равная длине линии стекания, составляет 1200 м, то критическое время составит 10 мин. При стекании воды с той же скоростью в обратном направлении оно составит 30 мин. Если не учитывать фактор смещения дождя, то $t_{кр} = 20$ мин. При определении расчетной интенсивности дождя по известной

формуле $i = A/t^n$ получим соответственно: $i = 154, 67, 91,5$ л/с·га (при этом принято: $A = 863, n = 0,75$). Соотношение между определяемыми расходами (при неизменности коэффициента стока) составит 2,33:1:1,37.

Таким образом, учет эффекта от смещения дождя в некоторых климатических районах может привести к существенному уточнению расходов воды и размеров сечения дождевой канализации. Однако для этого предварительно необходимо изучить закономерности смещения дождей и разработать новую методику расчета стока.

Л и т е р а т у р а

1. Зброжек Ф.Г. Сток атмосферных осадков. - Журнал министерства путей сообщения. Кн. 8 и 9. - С-Пб., 1901.
2. Долгов Н.Е. Основные положения теории стока ливневых вод. - Гидрологический вестник. - Петроград, 1916, №1.
3. Костяков А.Н. Основы мелиорации. - М. - Л., 1933.
4. Великанов М.А. Гидрология суши. - М., 1932.
5. Бефани А.Н. Основы теории ливневого стока. - Тр. Одесск. гидрометеоролог. ин-та, вып. 14, ч. 2, 1958.
6. Матвеев Л.Т. Основы общей метеорологии. Физика атмосферы. - Л., 1965.
7. Хромов С.П. Основы синоптической метеорологии. - Л., 1948.
8. Зверев А.С. Синоптическая метеорология. - Л., 1957.
9. Кричок О.Г. Синоптическая метеорология. - Л., 1956.
10. Кирюхин Б.В., Красиков П.Н. Облака, дождь и снег. - Л., 1953.
11. Материалы наблюдений Прибалтийской стоковой станции. - Латв. УГМС, 1964, 1966, 1968.
12. Hershfield David M. Some small. Scalle characteristics of extreme storm rainfalls in Small bosins. - Hydrol. sei Ball. 1975, 20 N1, 77 - 85.

УДК 628.143.001.2

В.П.Старинский, докт. техн. наук, доц. (БПИ)

ПРИНЦИПЫ РАЦИОНАЛЬНОГО ПОТОКОРАСПРЕДЕЛЕНИЯ В КОЛЬЦЕВЫХ ВОДОПРОВОДНЫХ СЕТЯХ

Известно, что в процессе проектирования и гидравлического расчета кольцевых водопроводных сетей постоянно приходится решать задачи, в которых число искомых неизвестных в два раза превышает число возможных к использованию расчетных уравнений [1]. Например, чтобы произвести гидравличес-

кий расчет сети, необходимо найти такие расходы и диаметры ее линий, при которых одновременно для всех узлов и элементарных контуров (колец сети) удовлетворяются оба закона Кирхгофа. Это значит, что для сети, состоящей из p элементов, необходимо найти $2p$ неизвестных (Q_{ij} d_{ij}) при использовании для этих целей p расчетных уравнений вида

$$P_i \sum_{j=1}^p Q_{ij} + Q_{yi} + Q_{ci} = 0, \quad (i = 1, 2, \dots, m-1); \quad (1)$$

$$\sum_{k=1}^p \Delta h_{kl} = 0, \quad (k = 1, 2, \dots, n), \quad (2)$$

где Q_{ij} расходы воды в соединяющих рассматриваемые узлы линиях; m - число узлов в сети; Q_{yi} и Q_{ci} - соответственно узловые и сосредоточенные отборы воды в узлах сети; Δh_{kl} - потери напора в отдельных линиях сети; n - число рассматриваемых элементарных контуров в сети.

Естественно, решение таких задач возможно при условии, если предварительно задаться частью, а в рассматриваемом случае половиной этих неизвестных. В практике обычно задаются расходами воды, выбирая предварительное потокораспределение в сети. При этом стремятся к тому, чтобы при принятом потокораспределении в сети подача воды всем ее потребителям осуществлялась с необходимой расчетной надежностью и минимально возможными в данных условиях приведенными затратами. Теоретическое решение этой задачи отсутствует. Поэтому практический интерес представляет выявление хотя бы основных научно обоснованных принципов распределения воды в кольцевых водопроводных сетях.

Если водопроводная сеть состоит из p элементов и из z точек питания обеспечивает подачу воды в m ее узлов с узловыми отборами Q_{yi} и Q_{ci} , то условие минимума зависящей от принятого потокораспределения части приведенных затрат на подачу воды потребителям можно представить в виде

$$\sum_1^z \left(E + \frac{Pbz}{100} \right) \sum_1^p z (a_z + b_z d_{ijz}^z) l_{ijz} +$$

$$+ \psi \sum_1^z T_z \gamma_z \sum_1^p \frac{s_{oijz} l_{ijz} Q_{ijz}^3}{\eta_z} = \min. \quad (3)$$

$$\text{При} \quad \sum_{i=1}^m (Q_{yi} + Q_{ci}) - \sum_1^z Q_{nz} = 0, \quad (4)$$

где E – коэффициент эффективности капиталовложений в водоснабжение; p_{bz} – общий процент амортизационных отчислений от стоимости водопроводных линий отдельных зон сети; a_z и b_z – параметры экономической характеристики водопроводных линий для отдельных зон сети; α_z – показатель степени этой же характеристики; d_{ijz} – диаметры отдельных линий сети, расположенных в ее характерных зонах; l_{ijz} – длина этих линий; Ψ – коэффициент размерности, равный 9, 81 при представлении величин s_{oijz} , l_{ijz} и Q_{ijz} метровой размерностью; σ – стоимость 1 кВт·ч потребленной энергии; T_z – продолжительность работы сети в году (8760 ч); γ_z – коэффициент использования расчетной пропускной способности сети в году; s_{oijz} – коэффициент удельного гидравлического сопротивления линий водопроводной сети; η_z – КПД насосного оборудования, используемого для подачи воды в отдельные зоны сети; Q_{ijz} – расходы воды, протекающие по отдельным водопроводным линиям; Q_{yi} , Q_{ci} – узловые отборы воды в сети; Q_{nz} – подачи воды в отдельные зоны сети; z – число точек питания сети; p_z – количество элементов в зоне сети.

Первый член выражения (3) представляет собой ту часть зависящих от Q_{ijz} приведенных затрат сети, которая определяется ее строительной стоимостью. При этом зависимость этой части затрат от Q_{ijz} представлена через соответствующие им диаметры линий d_{ijz} .

Второй член этого же выражения характеризует собой ту зависящую от Q_{ijz} часть приведенных затрат, которая определяется эксплуатационными расходами, и в частности расходами на оплату затрачиваемой электроэнергии.

Выражение (4) является дополнением к выражению (3) и определяет необходимые условия работы сети. В частности, (4) обуславливает необходимость соблюдения баланса расходов воды в рассматриваемой сети при заданных расчетных подачах и отборах из нее воды.

Если в соответствии с [2] величины s_{oijz} представить как $s_{cijz} = c_z \cdot d_{ijz}^m$ выразить через α_z , Q_{nz} и

$$Q_{ijz} \text{ по формуле Л.Ф.Мошнина } d_{ijz} = \sqrt[\alpha_z]{\frac{1}{z} \cdot Q_{nz} \cdot \frac{\beta}{ijz}}$$

то зависимость (3) получит вид

$$F(Q_{ijz}) = \sum_1^z \left(E + \frac{P_{bz}}{100} \right) \sum_1^z \left(a_z + b_z \vartheta_z^{\frac{1}{\alpha+m}} Q_{nz}^{\frac{1}{\alpha+m}} Q_{ijz}^{\frac{\beta}{\alpha+m}} \right)^{1+\frac{1}{\alpha+m}} + \psi \sigma \sum_1^z T_z \gamma_z \cdot \sum_1^z \frac{P_z c_z l_{ijz} Q_{ijz}^3}{\eta_z \vartheta_z^{\frac{1}{\alpha+m}} Q_{nz}^{\frac{1}{\alpha+m}} Q_{ijz}^{\frac{\beta}{\alpha+m}}} = \min, \quad (5)$$

где m - показатель степени при d_{ijz} , зависящий от типа применяемых труб; β - показатель степени при v_{ijz} и Q_{ijz} в формуле для определения потерь напора в трубах, зависящий также от вида применяемых труб. Остальные величины прежние.

Из зависимости (5), как из функции цели многих переменных, найдем условия, при которых распределение расходов воды по элементам сети будет оптимальным. Для этого возьмем от этой функции частные производные по искомым Q_{ijz} и из условия Эйлера приравняем их к нулю. Тогда получим систему расчетных уравнений

$$\frac{\alpha \beta}{\alpha+m} \left(E + \frac{P_{bz}}{100} \right) b_z \vartheta_z^{\frac{\alpha}{\alpha+m}} Q_{nz}^{\frac{\alpha}{\alpha+m}} Q_{ijz}^{\frac{\alpha \beta}{\alpha+m}} - 1 + \quad (6)$$

$$+ \left(3 - \frac{m\beta}{\alpha+m} \right) \frac{\psi \sigma T_z \gamma_z c_z}{\eta_z \vartheta_z^{\frac{m}{\alpha+m}} Q_{nz}^{\frac{m}{\alpha+m}}} \cdot Q_{ijz}^{2 - \frac{m\beta}{\alpha+m}} = 0$$

$$\left(\sum_1^z P_z - \text{уравнений} \right).$$

Из полученной системы следует, что оптимальные величины расходов в сети равны

$$Q_{ijz} = \left[\frac{\frac{\alpha \beta}{\alpha+m} \left(E + \frac{P_{bz}}{100} \right) b_z \vartheta_z Q_{nz}}{\left(3 - \frac{m\beta}{\alpha+m} \right) \psi \sigma T_z \gamma_z c_z} \right]^{\frac{1}{3-\beta}} \quad (7)$$

Поскольку $\beta \approx 2,0$, оптимальное потокораспределение в сети можно представить выражением вида

$$Q_{ijz} = \frac{\frac{\alpha\beta}{\beta+m} \left(E + \frac{P_{bz}}{100} \right) b_z \varepsilon_z}{\left(3 \frac{m\beta}{\alpha+m} \right) \psi \sigma T_z \delta_z c_z} Q_{nz} \quad (8)$$

Как показывает анализ выражения (8), величина дроби, стоящей перед Q_{nz} , близка к единице. Поэтому из экономических соображений потоки воды в сети необходимо не рассредоточивать по ее линиям, а концентрировать по одному из главных направлений, передавая их по кратчайшему пути от точки питания к центру водоразбора.

К этому же выводу можно прийти и на основе данных, полученных автором при рассмотрении оптимального числа ниток водоводов [3]. Но концентрация расходов воды по одному из направлений сети серьезно нарушает требования надежности водообеспечения ее потребителей, так как при выходе даже одного участка линий из этого направления наблюдается существенное снижение подачи воды по остальным линиям сети вследствие ограничения их пропускной способности. Особенно тяжелое положение с надежностью водообеспечения потребителей складывается в том случае, когда выходит из строя одна из таких линий, примыкающих непосредственно к точкам питания сети. Вот почему вопросам загрузки этих линий необходимо уделять особое внимание. В частности, распределение потоков воды по отводящим от узлов линиям сети должно приниматься таким образом, чтобы при аварийном выходе из строя одного из участков наиболее загруженной линии оставшиеся в работе линии узла смогли отвести и подать ниже расположенным потребителям требуемое по условиям нормативной надежности водоснабжения количество воды. Например, в сетях хозяйственно-питьевых систем водоснабжения принятое предварительное потокораспределение при аварийном выходе из строя одного из элементов, согласно [4], должно приводить к снижению подачи воды по остальным линиям не более чем на 30 – 50% (в зависимости от числа точек питания сети), а общее снижение подачи воды в сеть не должно превышать 30%. В особо "неблагоприятных" местах снижение подачи воды по отдельным линиям сети допускается принимать предельно до 75% от расчетного. При этом свободный напор здесь не должен падать ниже 10 м.

Чтобы выполнить эти требования, загрузку отходящих от точек питания линий принимают из условия эквивалентности пропускной способности наиболее загруженной и всех остальных отводящих линий узла. Так, если от точки питания сети отходят две отводящие линии, то независимо от того, каким образом производится дальнейшее распределение воды в сети, загрузку этих линий принимают примерно одинаковой. Это позволяет одинаково обеспечивать требуемую надежность подачи воды потребителям при аварийном выходе любой из них из строя.

Если же от точки питания отходят три и более водоотводящие линии, то требования к назначению их загрузки, с точки зрения надежности водоснабжения потребителей, снижаются. В этом случае она может приниматься исходя из экономических соображений. Однако и тогда принцип эквивалентности пропускной способности наиболее загруженной и остальных линий узла должен сохраняться. Причем, чем большее число отводящих линий в узле, тем легче удовлетворяются эти требования и тем проще решается задача выбора первоначального потокораспределения в сети, и наоборот. Аналогичное влияние на выбор загрузки отводящих линий оказывает и место расположения узла в сети: чем дальше узел находится от точки питания сети, тем больше свободы в выборе загрузки его отводящих линий, и наоборот.

Для удаленных от точки питания узлов загрузку их отводящих линий целесообразно назначать исходя из местной специфики, например из возможных по топографическим условиям местности и этажности ее жилой застройки гидравлических уклонов пьезометрических линий сети. Из [5] известно, что между диаметром водопроводных линий, их пропускной способностью и экономически наиболее выгодным гидравлическим уклоном существует вполне определенная взаимосвязь. Она, как показывает выполненный автором анализ приведенных в [5] данных по d , Q и $I_{\text{эк, ср}}$ для широко используемых в водоснабжении основных типов труб, может быть представлена кривыми рис. 1. Эти кривые с достаточной для практики точностью можно аппроксимировать выражением вида

$$I_{\text{эк}} = I_0 - c \cdot Q^n \quad (9)$$

где $I_{\text{эк}}$ — экономически допустимый в данных условиях гидравлический уклон линии; I_0 — средний экономический уклон линии при Q , близком к нулю; c — коэффициент пропорцио-

нальности; Э – экономический фактор; Q – расход воды в линии; n – показатель степени при Q.

Для основных видов применяемых в водоснабжении труб значения I_0 , c и n рекомендуется принимать в соответствии с данными табл. 1.

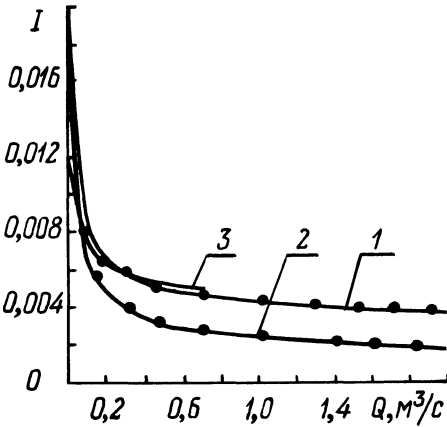


Рис. 1. Кривые зависимости экономически наивыгоднейшего гидравлического уклона в водопроводных линиях от их производительности:

1 – чугунные; 2 – стальные и 3 – асбестоцементные трубы.

Таблица 1. Значения параметров, определяющих $I_{эк}$

Тип используемых труб	I_0	c	n
Чугунные	0,0200	0,0200	0,125
Стальные	0,0200	0,0237	0,125
Асбестоцементные	0,0135	0,0120	0,200

Из выражения (9) можно найти, что при известных I_i экономически наиболее целесообразная загрузка водопроводных линий сети будет равна

$$Q_{ij} = \left(\frac{I_0 - I_{ij}}{c \cdot \varepsilon} \right)^{\frac{1}{n}} = \left(\frac{I_0 - \frac{P_i - P_{ij}}{l_{ij}}}{c} \right)^{\frac{1}{n}}, \quad (10)$$

где I_{ij} – гидравлический уклон рассматриваемой линии; P_i и P_{ij} – пьезометры в начале и конце нее; l_{ij} – длина линии.

Таким образом, принимаемое предварительное потокораспределение в сети одновременно должно учитывать как экономические, так и другие факторы и в первую очередь определяющие надежность подачи воды потребителям. Такой учет достигается путем последовательного рассмотрения баланса расходов воды в узлах сети, начиная из точек их питания. При этом отво-

димый от узла и распределяемый между его отводящими линиями расход воды находится следующим образом:

$$Q_{\text{отв.}} = \sum Q_{\text{пр.}i} - Q_{y_i} - Q_{c_i}, \quad (11)$$

где $\sum Q_{\text{пр.}i}$ - сумма притекающих расходов воды к рассматриваемому i -му узлу сети; Q_{y_i} и Q_{c_i} - соответственно узловой и сосредоточенный расход этого узла. Для точек питания сети $\sum Q_{\text{пр.}i}$ равна величине подачи воды в эти точки насосами или башнями.

Распределение отводимого от узла расхода воды между его отводящими линиями определяется по формуле

$$Q_{ij} = K_{ij} Q_{\text{отв.}i}, \quad (12)$$

где K_{ij} - коэффициент распределения отводимого от узла расхода воды между его отводящими линиями. Значения этих коэффициентов принимают исходя из изложенных выше принципов рационального потокораспределения сети. При этом в каждом узле сети сумма коэффициентов распределения отводимых от узлов расходов обязательно должна быть равна единице:

$$\sum K_{ij} = 1. \quad (13)$$

Когда по условиям топографии местности, этажности застройки и другим аналогичным показателям территории рассматриваемого объекта можно предварительно наметить рациональные уклоны пьезометрических линий в сети, значения коэффициентов распределения расходов для отводящих линий можно определить по формуле

$$K_{ij} = \frac{(I_o - I_{ij}) \frac{1}{n}}{\sum_{j=1}^i (I_o - I_{ij}) \frac{1}{n}} = \frac{(I_o - \frac{P_i - P_j}{l_{ij}}) \frac{1}{n}}{\sum_{j=1}^i (I_o - \frac{P_i - P_j}{l_{ij}}) \frac{1}{n}}. \quad (14)$$

Отводимые от узлов водоотводящими линиями расходы воды принимаются положительными и передаются в нижерасположенные по движению воды соседние узлы с противоположными знаками, так как здесь они выступают уже в качестве расходов питания узлов. Узлы, для которых в соответствии с (11) общий отводимый расход воды получает нулевое или отрицательное значение, являются принадлежащими линиям встречи потоков или расположенными в конечной точке сети.

Изложенное поясним на примере. Пусть нам необходимо наметить предварительное потокораспределение в сети, представленной по рис. 2. Согласно схеме этой сети, отводимой от узла 1 (от точки питания сети), расход воды составляет величину $Q_{отв1} = Q_{n1} - Q_{y} - Q_{c1}$. Распределение его

трем ствоящим от узла воду линиями (1-2, 1-3 и 1-4) произведем пропорционально их коэффициентам распределения: $K_{1,2} = 0,20$, $K_{1,3} = 0,45$ и $K_{1,4} = 0,35$ ($\sum K_{ij} = 0,2 + 0,45 + 0,35 = 1$). Тогда $Q_{12} = 0,20 Q_{отв1}$, $Q_{13} = 0,45 Q_{отв.2}$ и $Q_{14} = 0,35 Q_{отв.1}$. Конкретные значения коэффициентов $K_{1,2}$, $K_{1,3}$ и $K_{1,4}$ приняты близкими к соотношению суммарных отборсов воды из прорассмат-

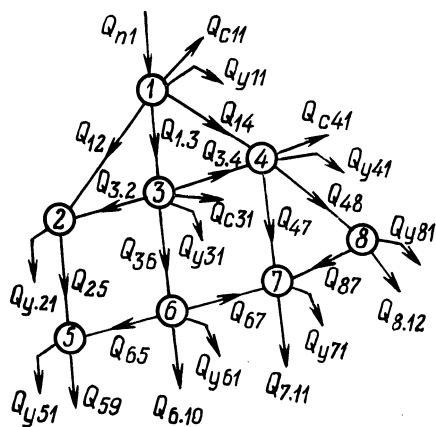


Рис. 2. Схема расчета рационального потокораспределения сети.

риваемых линий и их ответвлений. Кроме того, учтен тот факт, что центральная линия 1 - 3 частично питает соседние, являющиеся продолжением линий 1 - 2 и 1 - 4, а также то, что она по кратчайшему пути соединяет точку питания сети с ее центром водоразбора.

Поскольку расход наиболее загруженной линии 1 - 3 меньше половины распределяемого, требования к надежности водоснабжения потребителей выполнены. Выполнены также и требования экономического характера. Поэтому намеченное потокораспределение в узле 1 может быть признано рациональным.

Полученные расходы Q_{12} , Q_{13} и Q_{14} передаются в узлы 2, 3 и 4 с противоположными знаками. Чтобы продолжить распределение потока воды по сети дальше, данные узлы рассматривают аналогично узлу 1. При этом начинают с узла 3, чтобы найти в нем пока неизвестные расходы Q_{32} и Q_{34} , которые нужны будут в последующем для выявления расходов питания узлов 2 и 4. Аналогичным образом поступают при рассмотрении всех остальных узлов сети. По мере удаления от точки питания сети требования к выбору величины коэффициентов распределения K_{ij} (из условия обеспечения необходимой

надежности водоснабжения потребителей) снижаются и возрастают требования к экономичности распределения воды по сети. Поэтому главным для назначения K_{ij} водоотводящих линий таких узлов является более полная загрузка тех линий, направление которых совпадает с основным направлением транспорта воды в сети.

При этом для определения рациональных значений K_{ij} широко можно пользоваться выражением (14).

Л и т е р а т у р а

1. Абрамов Н.Н. Водоснабжение. - М., 1974.
2. Старинский В.П. Номограммы для гидравлического расчета водопроводных труб. - Минск, 1981.
3. Старинский В.П. Проектирование водоводов минимальной приведенной стоимости и заданной надежности подачи воды потребителям. - В сб.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. - Минск, 1980, вып. 10.
4. Строительные нормы и правила. Нормы проектирования. Водоснабжение, наружные сети и сооружения. - М., 1976.
5. Шевелев Ф.А. Таблица для гидравлического расчета стальных, чугунных, асбестоцементных, пластмассовых и стеклянных водопроводных труб. - М., 1973.

УДК 628.17

И.К.Лазарчик, ст. препод. (БПИ)

ЗОНИРОВАНИЕ ХОЗЯЙСТВЕННО-ПИТЬЕВЫХ СИСТЕМ ВОДОСНАБЖЕНИЯ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ ПОВЫШЕННОЙ ЭТАЖНОСТИ

Экономической целесообразностью устройства зонной системы водоснабжения высотных зданий интересуются уже давно. В частности, еще в 1938 г. Н.Ф.Фальковский [1] указывал на актуальность данной проблемы. Однако четкое экономическое обоснование оптимального количества зон в здании до сих пор отсутствует и только в МИСИ были сделаны рекомендации, по которым экономически целесообразно устраивать первую зону (нижнюю) для целого микрорайона высотой в 5 - 8 этажей [2, 3].

В данной работе делается попытка анализа зонной системы водоснабжения жилых зданий высотой до 26 этажей для выявления экономической целесообразности устройства в таких зданиях зонных систем хозяйственно-питьевого водопровода.

Для выяснения вопроса были выбраны типовые секции жилых зданий с числом квартир на этаже 4, 6 и 8. Из них условно составлены различные схемы водоснабжения зданий с числом секций 1, 2, 4, 7, 12, 20 при их высоте в 5, 9, 12, 16, 20 и 26 этажей. Всего было рассчитано 360 схем. Расчеты осуществлялись с соблюдением СНиП [4] по таблицам Ф.А.Шевелева [5]. Такое большое число расчетных схем объясняется тем, что стоимость сети здания (т.е. ее диаметры) значительно зависит от принятой скорости движения воды. И если брать несколько точек, то получается большой их разброс.

Вся схема водоснабжения была расчленена на отдельные элементы: стояки, магистрали и вводы. Для каждого из этих элементов были построены графики зависимости стоимости сети от этажности здания. Стоимость определялась по укрупненным сметным нормам [6, 7]. Причем магистраль в здании устраивалась по двум вариантам – тупиковая с одним вводом в центр здания (длина ввода вне здания – 10 м) и кольцевая с двумя вводами в центр (длина каждого 10 м, расстояние между ними – 20 м). Водомерный узел на вводе не устанавливали и, следовательно, не учитывали в расчетах. Полученные результаты были обчислены методом наименьших квадратов и представлены в виде серий кривых, имеющих вид $C_{тр} = a + bk^\alpha$ для транзитного стояка и $C = a + bn$ для всех остальных стояков и магистралей ($C, C_{тр}$ – стоимость стояка или магистрали; a и b – параметры, принимаемые в зависимости от назначения стояка или типа магистрали; n – число этажей; k – число квартир в снабжаемой зоне; α – показатель степени, принятый равным 0,25).

Все стояки проложены в одну нитку, а пожарный и транзитный – в две. Стоимость квартирной разводки и санприборов не учитывалась, так как при зонировании не менялась. Рассматривались следующие виды стояков: 1 стояк на всю квартиру ($C_{кв}$); 1 стояк на 2 санузла ($C_{2су}$); 1 стояк на кухню и 1 стояк в туалет, 1 стояк на ванную, 1 стояк на 2 туалета, 1 стояк на 2 кухни, 1 стояк на ванную и туалет (C_c); пожарный стояк (C_p); транзитный стояк ($C_{тр}$). Значения параметров a и b для стояков даны в табл. 1.

Параметры a и b для кривых, выражающих стоимость магистралей (кольцевой – C_k , тупиковой – C_t), были определены относительно одной секции для разного числа квартир на одном этаже секции (табл. 2).

Таблица 1. Значения параметров а и в для стояков

Тип стояка	а	в
$C_{кв}$	0,5	5
$C_{2су}$	5	5
C_c	1	4,3
$C_{п}$	385	41,3
$C_{тр}$	6	5

Таблица 2. Значения параметров а и в для магистралей

Тип магистралей	Количество секций	Количество квартир на одном этапе секции					
		8		6		4	
		а	в	а	в	а	в
C_k	1	500	7	430	9	375	10
	2	335	7	305	7	265	8
	4	255	6	225	7	205	7
	7	202	4	192	4	183	4
	12	178	3	172	3	167	3
	20	175	2	170	2	165	2
C_T	1	180	6	145	7	110	8
	2	135	5	105	6	87	6,5
	4	105	4	90	4	72	4,5
	7	85	2,5	80	2,5	62	3
	12	75	2	62	2,5	45	3
	20	68	1,5	52	2	40	2,5

Зонная система водоснабжения будет выгодна лишь в том случае, если дополнительные затраты, связанные с устройством зон, окупятся экономией эксплуатационных затрат [8].

Из всех составляющих эксплуатационных затрат [9] меняться будут при зонировании водопровода следующие расходы: на амортизацию ($U_a = 6\% C$), на текущий ремонт ($U_{т.р} =$

$= 1\% \Sigma C$), на электроэнергию ($U_{эл}$), прочие ($U_{пр} = 6\% (U_{эл} + U_{тр})$), т.е.

$$U = \frac{6 \Sigma C}{100} + \frac{1 \Sigma C}{100} + \frac{(\frac{1 \Sigma C}{100} + U_{эл})^6}{100} + U_{эл} = 0,07 \Sigma C + 0,0006 \Sigma C + 1,06 U_{эл} \approx 0,07 \Sigma C + 1,06 U_{эл}$$

где ΣC - величина капитальных затрат; U - все эксплуатационные расходы.

Затраты на электроэнергию определяются по формуле

$$U_{эл} = N \cdot a \cdot t = \frac{9,81 \cdot Q \cdot H}{\eta_1 \eta_2} \text{ ат},$$

где N - мощность, кВт; Q - расход воды, м³/с; H - напор, м; η_1 - КПД двигателя - 0,9; t - время работы насоса, ч/год (8760); η_2 - КПД насоса - 0,7; a - стоимость 1 кВт·ч (0,025 руб.) для насосов подкачки по прейскуранту 09-01.

Так как при разделении здания на две равные зоны расход воды не уменьшается в два раза из-за влияния несдинаковой вероятности действия приборов, применить известную формулу Н.Н.Абрамова [8] для определения энергии при зонировании не представляется возможным. Поэтому по вышеприведенной формуле была подсчитана годовая стоимость электроэнергии, необходимая для подачи воды в единую систему (независимо от этажности). Такие расчеты сделаны соответственно для 1-, 2- и 3-зонных систем водоснабжения. Причем зоны принимались одинаковыми по количеству этажей в них.

Приведенные затраты определяются по формуле [9] $\xi = E \Sigma C + U$, где E - коэффициент эффективности использования капиталовложений (0,12).

Для водопроводной системы жилого дома повышенной этажности приведенные затраты можно записать в виде

$$П = L 0,7(\Sigma C + C_M) + 1,06 U_{эл}$$

где ΣC - сумма стоимости стояков, включая и транзитный; C_M - сумма стоимости магистрали и ввода; $U_{эл}$ - затраты на электроэнергию.

Теперь, задаваясь разным числом секций и этажей в здании (число квартир на этаже одной секции 4, 6, 8) и приняв, что в каждой квартире два стояка (один на кухне и один в санузле), с учетом транзитных стояков в зоне можно определить приведенные затраты для системы водоснабжения данного здания при 1-, 2- и 3-зонной схеме (без учета повысительных установок).

При анализе полученных приведенных затрат по всем вариантам были найдены области экономически выгодного применения 1- и 2-зонных систем для жилых зданий высотой до 26 этажей включительно с числом секций до 20 (рис. 1).

Полученные данные позволяют сделать следующие выводы:

1. Зонирование целесообразно для зданий повышенной этажности с большим числом квартир и секций, т.е. подтвержден вывод Н.Н.Абрамова [8] о целесообразности зонирования только для крупных объектов.

2. С повышением этажности здания и количества его секций схема зонного водоснабжения становится экономически более выгодной.

3. Для рассматриваемых зданий 3-зонная система водоснабжения оказалась невыгодной. Однако с увеличением стоимости 1 кВт.ч может стать эффективной.

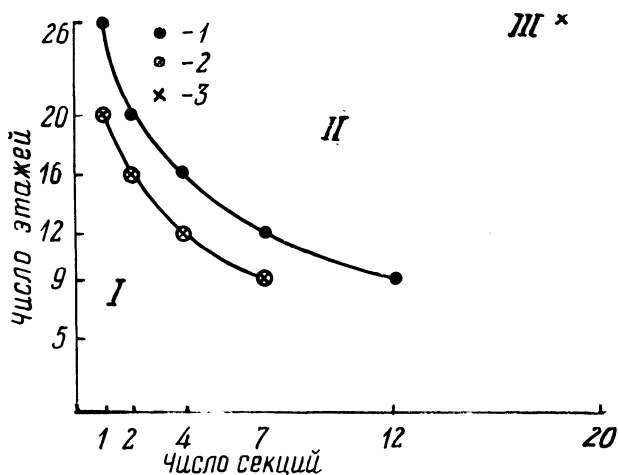


Рис. 1. Область экономически целесообразного применения зонной системы водоснабжения жилого дома в зависимости от числа секций в здании и его высоты:

1 — 4 квартиры на площадке, 2–6 квартир, 3–8 квартир.
I–III — целесообразные зоны.

Л и т е р а т у р а

1. Фальковский Я.И. Санитарно-техническое оборудование зданий. - М., 1938. 2. Лазарчик И.К. К вопросу о зонном водоснабжении жилых зданий. - В сб.: Водное хозяйство Белоруссии и гидротехническое строительство. - Минск, 1979. 3. Глезер А.Л. Зонные системы водоснабжения микрорайонов с застройкой зданиями разной этажности. - В сб.: Борьба с потерями в промышленности и коммунальном хозяйстве. - М., 1969. 4. СНиП II-30-76. Строительные нормы и правила. Нормы проектирования. Внутренний водопровод и канализация зданий. - М., 1977. 5. Шевелев Ф.А. Таблицы для гидравлического расчета стальных, чугунных, асбестоцементных и пластмассовых водопроводных труб. - М., 1970. 6. Укрупненные сметные нормы на конструкции и виды работ. Здания и сооружения жилищно-гражданского назначения: Сб. № 9. 6. Внутренние канализация, холодное и горячее водоснабжение, газоснабжение и водосток в жилых зданиях. - М., 1977. 7. Укрупненные сметные нормы на сооружения водоснабжения и канализации: Сб. 10-1. Внешние сети. - М., 1971. 8. Абрамов Н.Н. Обоснование и методы зонирования водопроводных систем. - М., 1949. 9. Инструкция по определению экономической эффективности капитальных вложений в строительстве. - М., 1972.

УДК 626.862

И.В.Минаев, канд. техн. наук, доц. (БелНИИМиВХ)

СТОИМОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ЭЛЕМЕНТОВ ДРЕНАЖА

Коллектор с односторонним или двусторонним примыканием к нему дрен является элементарной подсистемой, входящей в более развитую мелиоративную систему. Зависимость стоимости устройства дренажа от основных его параметров - глубины закладки (h), расстояний между дренами (B), длины дрены ($l_{др}$), диаметра трубок ($d_{др}$) - различны. Заранее известен характер такой зависимости только от $l_{др}$; она линейна, поскольку вычисляется обычно удельная стоимость дрены (на 1 или 10 пог. м).

Существуют экспериментально проверенные постоянные параметры систем. Однако иногда предлагаются иные параметры, отличные от принятых. Так, переход от дренажных трубок диаметром 5 см к трубкам $7,5$ см и даже 10 см обосновыва-

ется улучшением работы дренажа при возможных сдвигах одной трубки относительно другой во время их укладки. Стоимостные характеристики, однако, позволяют оценить темпы возрастания затрат (рис. 1) и рассматривать альтернативу — повышения качества работ по укладке дрен. Для количественной оценки возрастания стоимости приводится удобный алгоритм вычисления коэффициентов эмпирических зависимостей.

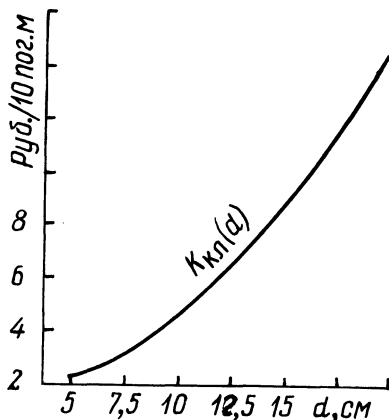


Рис. 1. Зависимость стоимости труб коллектора от их диаметров.

Действующие расценки на строительные работы по закладке дренажа не определяют изменения затрат в зависимости от глубины заложения дрен [1]. В работе [2] приведены графики (для экскаватора ЭТН-171), таблица (для экскаватора ЭТЦ-202) зависимости скорости движения этих экскаваторов от глубины траншеи для укладки дрен, а также данные о затратах времени на различные операции, в том числе и на экскавацию. Сменный коэффициент использования экскаваторов, по данным РНИС Минводхоза БССР, составляет 0,53 – 0,63; наиболее вероятное его значение 0,55.

Для установления зависимости стоимости устройства удельной длины (10 пог. м) дрена ($k_{др}$) от глубины ее заложения представим стоимость следующей формулой:

$$K_{др} = K_{д} [(K_{h}^I + K_{h}^{II}) + (K_{M}^I + K_{M}^{II})], \quad (1)$$

где K_{h}^I – строительная стоимость отрывки траншеи и укладки трубок; K_{h}^{II} – стоимость обратной засыпки грунта (бульдозером); K_{M}^I – стоимость гончарных трубок (для дрена: $d_{др} = 5$ см); K_{M}^{II} – стоимость стеклохолста для обертки стыков; $K_{д}$ – коэффициент, учитывающий стоимость работ, не вошедших в пе-

Таблица 1. Стоимость устройства дрены в зависимости от глубины траншеи (II группа грунтов), руб. на 10 пог. м

Глубина траншеи h , м	0,7	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,5	1,7	1,9
Относительная глубина x	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_6	x_7	x_8	x_9
Отрывка траншеи и укладка труб K_h^I , руб.	0,782	0,845	0,872	0,895	0,926	0,951	1,005	1,056	1,100
Засыпка траншеи K_h^{II} , руб.	0,082	0,115	0,131	0,148	0,163	0,180	0,212	0,245	0,279
Стоимость материалов K_M^+ + K_M^{II} , руб.	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26
Стоимость учетных работ и материалов, руб.	3,12	3,22	3,26	3,30	3,35	3,39	3,48	3,56	3,64
Стоимость дрены в деле ($K = 1,485$) $K_{др}^D$, руб/10 пог. м (y_i)	4,63	4,78	4,84	4,90	4,97	5,03	5,17	5,29	5,40
$K_{др}^D$ по формуле (2) (y_i)	4,64	4,76	4,85	4,91	4,98	5,04	5,16	5,28	5,38

речень учтенных при калькуляции машино-смен экскаватора и бульдозера, а также нормативные начисления.

Сумма $(K_h^I + K_h^{II})$ учитывает стоимость, которая зависит от глубины траншеи. Сумма $(K_M^I + K_M^{II})$ учитывает стоимость материалов. В стоимость машино-смены экскаватора входят не только выработка траншеи, но и другие операции: устройство включения дрены в коллектор (без стоимости соединительной фасонной детали), присыпка уложенных трубок растительным грунтом слоем 20 см, контроль проектного уклона дрены и др. В табл. 1 приведена удельная стоимость устройства дрены в зависимости от глубины траншеи.

Плановые накопления, накладные расходы, прочие работы (не зависящие от глубины закладки дренажа), коэффициенты удорожания работ (по различным причинам) учитываются коэффициентом K_d (предпоследняя строка табл. 1).

Расчетные значения, приведенные в таблице, показывают, что стоимость строительства дренажа в конечном счете определяется скоростью разработки грунта экскаватором и производительностью бульдозера, однако в стоимости устройства дрены значительна доля постоянных затрат. Это хорошо видно из значений эмпирических коэффициентов аппроксимирующей зависимости. В качестве таковой используем квадратичную функцию

$$K_{др} = a_2 h^2 + a_1 h + a_0, \quad (2)$$

где h — глубина траншеи, м; a_2, a_1, a_0 — эмпирические коэффициенты, которые удобно вычислять с помощью нулевых комбинаций ординат (НКО) [3].

Так, для линейной зависимости ($y_{1i} = a_1 x_i + a_0$) существует нулевая комбинация равноотстоящих ординат (НКО):

$$\Delta y_{1i} = \alpha_1 y_{11} + \alpha_2 y_{12} + \alpha_3 y_{13} + \dots + \alpha_m y_{1m} = 0,$$

где коэффициенты $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_m$ находятся по методу, изложенному в [3].

Из квадратичной функции ($y_{2i} = a_2 x_i^2 + a_1 x_i + a_0$) можно образовать разности: $y_{2i} = y_{2i} - a_2 x_i^2$ и подставить в НКО. Тогда получим

$$(\alpha_1 y_{21} + \alpha_2 y_{22} + \dots + \alpha_m y_{2m}) - a_2 (x_1^2 + x_2^2 + \dots + x_m^2) = 0, \quad (3)$$

откуда находится коэффициент a_2 . Для неравноотстоящих абсцисс получены разделенные НКО (РНКО) на девяти ординатах, с помощью которых вычисляются коэффициенты a_2, a_1, a_0 :

$$\Delta_{1-9}^{(2)} y_{1i} X_{1i} = 7y_{11} X_{11} + y_{12} X_{13} + y_{14} X_{14} + y_{15} X_{15} + y_{16} X_{16} + y_{17} X_{17} + y_{18} X_{18} + y_{19} X_{19} = 0;$$

$$\Delta_{1-9}^{(1)} y_{0i} X_{0i} = (y_{02} - y_{01}) X_{01} + (y_{04} - y_{03}) X_{02} + (y_{06} - y_{05}) X_{03} + (y_{18} - y_{17}) X_{04} + (y_{19} - y_{18}) X_{05} = 0;$$

$$\Delta_{1-9}^{(0)} y_{0i} x_i = \frac{\sum_{i=1}^9 y_{0i} x_i}{\sum_{i=1}^9 x_i},$$

где $X_{11} = (x_9 - x_8) = 0,2$; $X_{12} = X_{13} = X_{14} = X_{15} = X_{16} = X_{17} = (-x_9 + x_8) = -0,2$;

$$X_{18} = (-7x_1 + x_2 + x_3 + x_4 + x_5 + x_6 + x_7 + x_9) = -4,0;$$

$$X_{19} = (-7x_1 + x_2 + x_3 + x_4 + x_5 + x_6 + x_7 + x_8) = 3,8;$$

$$X_{01} = (x_4 - x_3)(x_6 - x_5)(x_8 - x_7)(x_9 - x_8) = 0,0004;$$

$$X_{02} = (x_2 - x_1)(x_6 - x_5)(x_8 - x_7)(x_9 - x_8) = 0,0008;$$

$$X_{03} = (x_2 - x_1)(x_4 - x_3)(x_8 - x_7)(x_9 - x_8) = 0,0008;$$

$$X_{04} = (x_2 - x_1)(x_4 - x_3)(x_6 - x_5)(x_9 - x_8) = 0,0004;$$

$$X_{05} = (x_2 - x_1)(x_4 - x_3)(x_6 - x_5)(x_8 - x_7) = 0,0004;$$

$$\sum_{i=1}^9 x_i = (x_1 + x_2 + x_3 + x_4 + x_5 + x_6 + x_7 + x_8 + x_9) = 11,3.$$

Для вычисления коэффициента a_2 по (3) используется РНКО

$$\Delta_{1-9}^{(2)} y_{1i} X_{1i} :$$

$$a_2 = \frac{7y_{21}X_{11} + y_{22}X_{12} + y_{23}X_{13} + y_{24}X_{14} + y_{25}X_{15} + y_{26}X_{16} + y_{27}X_{17} + y_{28}X_{18} + y_{29}X_{19}}{7x_1^2 X_{11} + x_2^2 X_{12} + x_3^2 X_{13} + x_4^2 X_{14} + x_5^2 X_{15} + x_6^2 X_{16} + x_7^2 X_{17} + x_8^2 X_{18} + x_9^2 X_{19}} = \frac{0,096}{1,164} = -0,08247.$$

Вычисляются значения $y_{1i} = (y_{2i} - a_2 x_i^2)$; $y_{11} = 4,6704$; $y_{12} = 4,8468$; $y_{13} = 4,9225$; $y_{14} = 5,0$; $y_{15} = 5,0888$; $y_{16} = 5,1694$; $y_{17} = 5,3556$; $y_{18} = 5,5283$; $y_{19} = 5,6977$. Затем записываются разности $y_{1i} - a_1 x_i = y_{0i}$ и подставляются в РНКО $\Delta_{1-9}^{(0)} y_{0i} X_{0i}$, откуда находится формула вычисления коэффициента a_1 :

$$a_1 = \frac{(y_{12} - y_{11})X_{01} + (y_{14} - y_{13})X_{02} + (y_{16} - y_{15})X_{03} + (y_{18} - y_{17})X_{04} + (y_{19} - y_{18})X_{05}}{(x_2 - x_1)X_{01} + (x_4 - x_3)X_{02} + (x_6 - x_5)X_{03} + (x_8 - x_7)X_{04} + (x_9 - x_8)X_{05}} = \frac{0,8343}{1,0} = 0,8343.$$

Далее находятся разности (при известном коэффициенте $a_1 = 0,8343$); $(y_{1i} - a_1 x_i) = y_{0i}$ и вычисляется коэффициент a_0 с использованием РНКО $\Delta_{1-9}^{(0)} y_{0i} x_i$:

$$a_0 = \frac{46,2977}{11,3} = 4,0971.$$

В табл. 1 (последняя строка) приведены значения $K_{др}$, вычисленные по зависимости

$$K_{др} = -0,08247h^2 + 0,8343h + 4,0971. \quad (2')$$

Эту зависимость представим в виде

$$y = 4,0971(-0,02013h^2 + 0,20363h + 1).$$

При изменении от 0,7 до 1,9 м сумма $(-0,02013 h^2 + 0,20363 h + 1)$ положительна. Поэтому свободный член ($a_0 = 4,0971$) определяет базовый уровень стоимости дрены, который оказывается высоким по отношению к стоимости дрены при всех глубинах заложения.

Стоимость устройства коллектора состоит из стоимости трубок разного диаметра по его длине, оголовка, работ по отрывке траншеи, укладке трубок (и сопутствующих работ), засыпке траншеи и стоимости смотровых колодцев (если они предусматриваются). Минимальный диаметр коллектора 7,5 см. На рис. 1 приведена зависимость стоимости трубок коллектора от их диаметров. Коллекторы, выполняемые с трубками диаметрами 7,5 и 10 см, будут отличаться по стоимости от дрен только по материалу: стоимостью трубок и стеклохолста. При укладке трубок диаметром более 10 см (12,5; 15,0; 17,5; 20,0 см) производительность многоковшового экскаватора ниже. На рис. 2 приведен график зависимости стоимости устройства коллектора от глубины траншеи (без стоимости трубок). Эта зависимость аппроксимируется линейной функцией с высокой точностью (коэффициент корреляции 0,98):

$$K_{\text{кл}}^I(h) = b_1 h + b_0, \quad (3)$$

где h - глубина траншеи, м; b_1 и b_0 - эмпирические коэффициенты ($b_1 = 0,718$; $b_0 = 0,514$). Из значений коэффициентов b_1 и b_0 вытекает, что стоимость устройства коллекторной линии (без стоимости трубок) зависит в основном от глубины траншеи. Стоимость устройства коллектора с трубками вычисляется в зависимости от модуля дренажного стока (так как диаметр трубок зависит от модуля) и длины коллектора (а также от наибольшего диаметра трубок в устье). Следовательно, стоимость устройства коллектора (в эксплуатации) будет индивидуальной в каждом проекте. Поскольку расход воды в коллекторе зависит от уклона, набор диаметров трубок по длине каждого коллектора будет зависеть и от уклона дна траншеи.

На рис. 3 приведены зависимости стоимости коллектора от значений модуля дренажного стока и уклона дна траншеи (K , руб/га) при максимальной длине его 1500 м и одностороннем примыкании дрен 200 м. Набор диаметров трубок вошел в стоимость коллектора при расчете по номограмме (неизбежные неточности снятия значений скоростей воды и уклона с номограммы привели к небольшому разбросу точек). Как видно из

рис. 3, стоимость коллектора в значительной степени зависит от модуля дренажного стока и поэтому его экспериментальное определение или расчет по формулам должен быть достаточно точным.

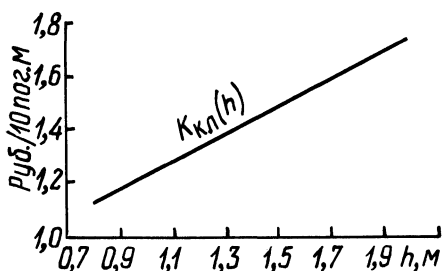


Рис. 2. Зависимость стоимости устройства коллектора от глубины траншеи

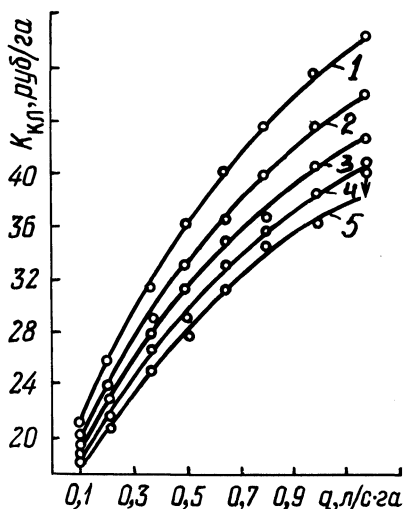


Рис. 3. Зависимость стоимости устройства коллектора от модуля дренажного стока и уклона дна траншеи: $i_k = 0,3\%$ (1), $0,5\%$ (2), $0,7\%$ (3), $0,9\%$ (4), $1,1\%$ (5).

Поскольку элементарная подсистема многократно повторяется в каждой развитой мелиоративной системе, от ее стоимостных характеристик в значительной степени зависит стоимость всей системы. Приведенные зависимости (см. рис. 1, 2, 3) характеризуют стоимости элементов дренажной системы как возрастающие от рассмотренных параметров (для уклона коллектора – обратная зависимость). Поэтому при проектировании дренажных систем необходимо стремиться (без нарушения функциональных свойств и назначения) к минимальным значениям указанных параметров или рассматривать математические модели оптимизации, которые могут привести не только к минимальным, но и к иным параметрам. При этом зависимости стоимости элементов мелиоративной системы от ее параметров будут служить частными функциями для функции цели в моделях.

Л и т е р а т у р а

1. Ценник №2 машино-смен строительных машин и оборудования. Госстрой СССР. - М., 1968. 2. Карловский В.Ф.

НОТ в строительстве гончарного дренажа. - М., 1975. З.Ми-
наев И.В. Формулы для вычисления коэффициентов некоторых
функций, применяемых в мелиорации. - В сб.: Водное хозяй-
ство Белоруссии. - Минск, 1976, вып.6.

УДК 626.335

Н.М.Кунцевич, канд. техн. наук, доц. (БПИ)

О КОНСТРУКЦИИ РЕГУЛЯТОРОВ НА ОТКРЫТЫХ КАНАЛАХ ОСУШИТЕЛЬНО-УВЛАЖНИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ

Широкое применение регулирующих сооружений на открытых мелиоративных (осушительно-увлажнительных) системах для поддержания в засушливые периоды года требуемой влажности, а в периоды с избытком воды - беспрепятственного прохождения ее без подпора уровней и затопления окружающей территории требует решения ряда задач по удешевлению и увеличению пропускной способности этих сооружений.

В настоящее время в основном применяются трубы и шлюзы-регуляторы. При устройстве таких регуляторов площадь поперечного сечения труб и шлюзов оказывается меньше площади поперечного сечения канала, заполненного водой. Поэтому регуляторы, сужая поперечное сечение, вызывают сжатие потока и уменьшают пропускную способность канала, несмотря на его размеры. Это приводит к созданию перепада уровней перед и за регулятором, ухудшению гидравлических режимов; требуется большая длина крепления рисбермы. В трубах-регуляторах, кроме того, могут возникать пониженные давления и вибрация, сбойность потока в нижнем бьефе [1]. Расширение канала перед сооружениями и увеличение размеров их не ликвидирует этих недостатков.

Применяемые трубы-регуляторы устраиваются с входным оголовком, оборудованным сдвоенными плоскими затворами и с коробчатым затвором без входного оголовка, располагающимися непосредственно у входа в отводящую трубу прямоугольного или круглого поперечного сечения [2]. Ширина труб и оголовка равна примерно ширине подводящего канала по дну. В зависимости от расходов и размеров канала трубы могут быть одно- и многоочковые. Для сопряжения регулятора с каналом устраиваются открылки.

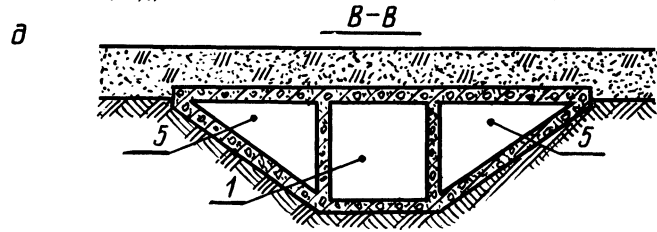
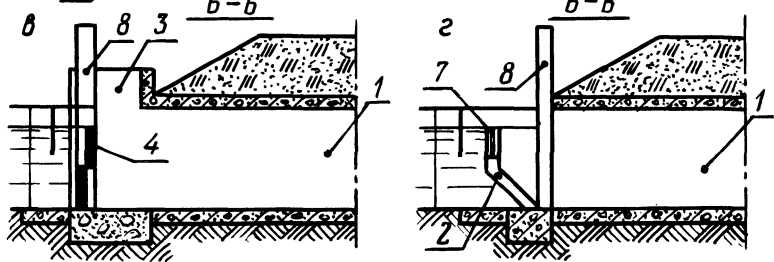
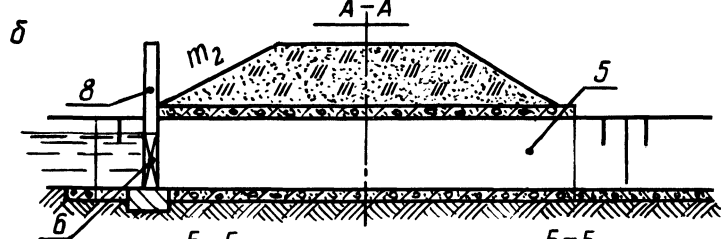
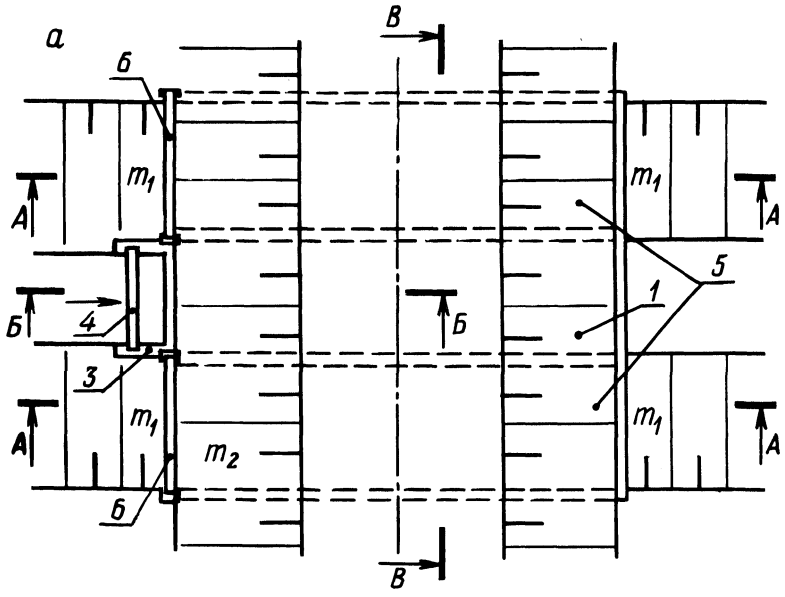
Трубы-регуляторы применяются при сравнительно небольших расходах и размерах канала, а затем переходят к открытым шлюзам-регуляторам, которые устраиваются по аналогичному

принципу. Однако они не вызывают сжатия потока в вертикальной плоскости.

С целью увеличения пропускной способности регулирующих сооружений в период весеннего половодья предложена новая конструкция шлюза-регулятора [3]. Несколько таких шлюзов уже построено. Данная конструкция выполняется с поворотными открылками, перекрывающими отверстия в пределах откосов канала. В период половодья открылки примыкают и закрепляются к стенкам камеры, которые образуют центральное отверстие на уровне дна канала, перекрываемое плоскими затворами. Благодаря такой конструкции шлюзы с боковыми отверстиями и одно- или двухпролетной камерой заменяют обычно применяемые трех- и четырехпролетные, сохраняя ту же пропускную способность.

Для увеличения пропускной способности трубчатых регуляторов при минимальном перепаде уровней в канале и улучшения гидравлических режимов в сооружении и за ним предлагается усовершенствованная конструкция [4]. Она включает центральную одно- или многопролетную трубу прямоугольного поперечного сечения (1), расположенную на уровне дна канала (рис. 1), которая перекрывается коробчатым затвором (2) или имеет оголовок (3), выступающий перед трубой и перекрываемый плоским сдвоенным затвором (4). В пределах откосов на уровне центральной трубы (1) устраиваются боковые трубы треугольного поперечного сечения (5), перекрываемые плоскими затворами треугольной формы (6), располагающимися непосредственно у входа в боковые трубы. Коэффициент заложения стенки треугольной трубы принимается равным коэффициенту заложения откосов канала m_1 . Верх труб может устраиваться ниже или на уровне расчетного половодья. Незначительная толщина разделительных стенок трубы не вызывает планового сжатия потока. Кроме того, для облегчения конструкции стенки могут устраиваться с отверстиями, обеспечивающими поперечное движение потока внутри сооружения. При автоматическом переливе воды через затворы гашение избыточной энергии падающей струи происходит в пределах оголовка или трубы и поэтому не требует дополнительного крепления в нижнем бьефе. В этом случае может быть весьма короткая рибсерма.

При регулировании уровней в канале верх оголовка и всех затворов может располагаться на отметке заданного уровня воды в канале. На этой же отметке могут находиться только оголовки и сдвоенный затвор или шандоры (7) коробчатого затвора, а треугольные затворы, перекрывающие боковые трубы, — на



более высокой отметке (если она не определена другими условиями).

В период половодья все затворы поднимаются выше расчетного максимального уровня воды. Подъем затворов может осуществляться широко распространенными винтовыми подъемниками.

Анализ конструкций регулирующих сооружений показывает, что обычно применяемые трубы- и шлюзы-регуляторы вызывают сжатие потока, что ухудшает гидравлические режимы в канале, уменьшает пропускную способность его и требует увеличения его размеров. Для повышения пропускной способности регулирующих сооружений можно рекомендовать конструкции, по форме и размерам поперечного сечения близкие к форме и размерам сечения канала. В отдельных случаях эффективной может оказаться конструкция рекомендуемого трубчатого регулятора с боковыми трубами треугольного поперечного сечения.

Л и т е р а т у р а

1. Кунцевич Н.М. О некоторых недостатках в работе трубчатых сооружений. - НТИ "Мелиорация и водное хозяйство". Минск, 1972, № 3, с. 14-16. 2. Коваленко П.И., Тугай А.М. Мелиоративные гидротехнические сооружения. - Киев, 1974. 3. Альферович А.Н. Гидрологическое обоснование эффективности русловых водорегулирующих сооружений новой конструкции. - НТИ "Мелиорация и водное хозяйство". Минск, 1980, № 1, с. 13-15. 4. А. с. № 657113 (СССР). Трубчатый регулятор / Кунцевич Н.М. - Оpubл. в бюл. изобр., 1979, № 14.

Рис. 1. Конструкция трубчатого регулятора:

а - план, разрезы: б - по А-А, в - по Б-Б при наличии входного оголовка, г - по Б-Б с коробчатым затвором, д - по В-В; 1 - труба прямоугольного сечения; 2 - коробчатый затвор; 3 - входной оголовок; 4 - плоский сдвоенный затвор; 5 - труба треугольного сечения; 6 - плоский затвор треугольной формы; 7 - шандоры, 8 - рама для перемещения затворов.

Е.М.Левкевич, канд. техн. наук, доц.,
Н.В.Сурма, инж. (БПИ)

К ВОПРОСУ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ДАВЛЕНИЙ НА ПЛИТЫ КРЕПЛЕНИЙ ПРИ РАЗЛИЧНЫХ РЕЖИМАХ ДВИЖЕНИЯ ПОТОКА

При проектировании бетонных креплений в нижнем бьефе водосливных плотин задача сводится к определению толщины плит водобоя и рисбермы при различных режимах сопряжения бьефов. В литературе отмечается [1], что условия работы плит водобоев и рисберм изучены еще недостаточно, поэтому их толщину назначают на основании простейших расчетов с учетом опыта построенных и успешно работающих сооружений [1].

Для того чтобы не произошло разрушения крепления, оно должно иметь необходимый собственный вес, определенную гибкость. Кроме того, у нее должны отсутствовать продольные открытые швы. Исследованием устойчивости плит креплений занимались А.Д.Саваренский, Ю.П.Правдивец, Н.А.Преображенский, Ф.Г.Гулько, М.А.Дементьев, В.М.Лятхер, Н.Н.Беляшевский, Е.Д.Кадомский, А.М.Шванштейн, Д.Д.Лаппо и др. [2-8]. Несмотря на значительное количество выполненных научно-исследовательских работ, отдельные вопросы, связанные с определением действующих сил и их влиянием на крепление, требуют дальнейшего изучения.

Считается [1], что на плиты креплений действует система сил, состоящая из: собственного веса плиты P_D ; подъемной P_{Π} ; лобовой P_L ; фильтрационной P_{Φ} и сил трения P_T . Причем силы P_{Π} , P_L носят пульсирующий характер. В большинстве рекомендаций расчеты устойчивости плит производятся с учетом динамичности [4-6], вызванной пульсацией давлений.

Нами были проведены исследования по выявлению распределения давлений на плиты креплений при различной ширине поперечного шва и различных режимах движения потока: установившемся движении в открытом призматическом русле; истечении из-под щита при отогнанном и недвинутом прыжках.

Опыты проводились в гидравлическом лотке с горизонтальным дном (размеры проточной части 200 x 16 x 40 см). На дно лотка укладывались плитки, выполненные из оргстекла 15,9 x 15,9 x 2,4 см. Конструкция крепления обеспечивала возможность изменения ширины шва между тремя опытными плитами от 0,2 до 2,4 см. Средняя из опытных плит укладывалась на про-

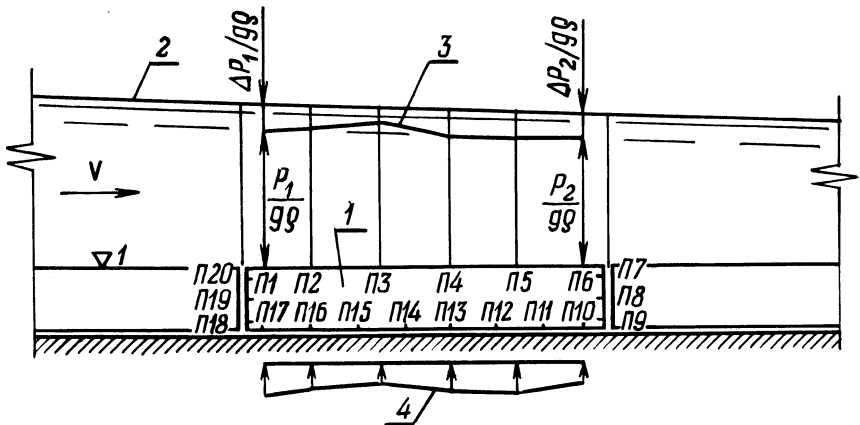


Рис. 1. Схема установки опытной плиты:

1 – опытная плита, П1, П2...П20 – устья пьезометров; 2 – линия свободной поверхности; 3 – линия давления; 4 – эпюра дефицита давления.

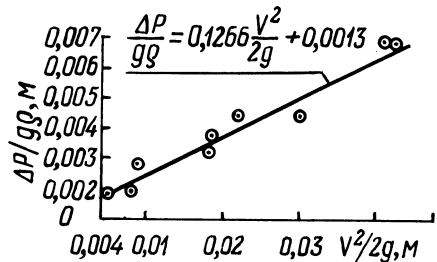


Рис. 2. График зависимости дефицита давления от скоростного напора

дольные подкладки толщиной 0,5 мм, что обеспечивало доступ воды под ее нижнюю поверхность. Давления, действующие на плиты, измерялись при помощи пьезометров, для чего в плитах были сделаны каналы, устья которых ориентированы на различные грани плиты (рис. 1). Внутренние каналы через насадки выводились на боковую стенку лотка. На каждом торце опытных плит имелось по три устья пьезометров, равномерно распределенных по высоте, на верхней и нижней гранях плиты – соответственно шесть и восемь устьев пьезометров.

При заданной ширине шва пропускались различные расходы, при которых регистрировались уровни свободной поверхности на разных участках лотка. В опытах глубины изменялись от 2,0 до 14,0 см. Средние скорости потока (подсчитанные по расходу и живому сечению) от 27,8 до 135,7 см/с.

Результаты опытов показали, что осредненное давление, полученное как среднеарифметическое показаний пьезометров, ориентированных на соответствующую грань плиты, на верхней гра-

ни ниже гидростатического, т. е. имеет место дефицит давления (рис. 1). Этот дефицит давления на поверхности плиты является одним из компонентов подъемной силы.

Распределение дефицита давления на верхней грани плиты было следующим: в месте устья первого пьезометра, т. е. за передним поперечным швом, ордината эпюры имела максимальное значение, затем она несколько уменьшилась в сторону нижнего бьефа и на 0,4 длины плиты значение ее было минимальным. После этого значение ординаты увеличивалось, но не превышало максимального. На последнем отрезке оно стабилизировалось.

Опыты также показали, что дефицит давления изменяется в зависимости от скорости потока (рис. 2). При установившемся режиме средняя величина дефицита давления над верхней поверхностью плиты изменялась в пределах $0,18 \div 0,69$ см при соответствующих средних скоростях $39,5-90,8$ см/с.

Величина дефицита давления для условий опыта была выражена следующей зависимостью, полученной в результате обработки опытных данных:

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

где ρ - плотность воды, кг/м³; ΔP - дефицит давления, кПа; V - средняя скорость потока, м/с; g - ускорение свободного падения, м/с².

Описанное явление и приведенная зависимость получены для потока в открытом призматическом русле при установившемся режиме.

Величина подъемной силы, определяемая по разности показаний пьезометров на верхней и нижней поверхностях опытной плиты в условиях опыта, изменялась в широких пределах в связи с наличием местных возмущений на поверхности потока. На данном этапе исследований ее связь с параметрами потока при обработке опытных данных этой серии не устанавливалась.

Вторая серия опытов была проведена с целью изучения распределения давлений на плиты по схеме истечения из-под щита при отогнанном прыжке, том же расположении плит (высота подъема щита 2,2-4,6 см, средняя скорость 29,1-209,8 см/с). В этом случае распределение и величина давлений на поверхности плиты несколько отличались от вышерассмотренного случая. Причем величина дефицита давления на верхнюю грань плиты была на 30% меньше. Коэффициент подъемной силы изменялся от 0,34 до 0,044 (по Ю.П.Правдивцу [2], этот коэффициент равен 0,30) при изменении относительной ширины шва 0,96-0,08.

Коэффициент лобового давления изменялся от 0,011 до 0,06 (по Ю.П.Правдивцу [2], - 0,10) для вышеприведенных относительных ширин шва при изменении $Fr = 6,0 \div 22,0$.

Л и т е р а т у р а .

1. Гидротехнические сооружения (в двух частях): Учебник для студентов вузов / Под ред. М.М.Гришина. - М.,: 1979, ч. 1.
2. Правдивец Ю.П. Конструирование гибких защитных покрытий рисберм и откосов. - Энергетическое строительство, 1978, № 6, с. 61-64.
3. Модзалевский А.И. К расчету пульсации давления на плиты сборных железобетонных быстротоков. - В сб.: Гидравлика и гидротехника. Киев, 1968, вып. 7, с. 59-65.
4. Рекомендации по определению гидродинамических нагрузок, воздействующих на плиты водобоев и рисберм водосливных плотин. - Л., 1979.
5. Пульсация давления в точках водобоя по данным измерений в натуре и на модели / В.М.Лятхер, Н.В.Халтурина, Л.В.Смирнов, Н.Н.Князева. - Тр. гидропроекта, - М., 1963, т. 10, с. 25-48.
6. Лятхер В.М., Халтурина Н.В., Божич Л.И. Пульсация давления под плитами крепления за водосливной плотиной. - Там же, с. 49-68.
7. Беляшевский Н.Н., Пивовар Н.Г., Калантиренко И.И. Расчеты нижнего бьефа за водосливными сооружениями на скальных основаниях. - Киев, 1973.
8. Гвазава Г.Н. К вопросу устойчивости жестких плит водобоя и шашечных гасителей энергии в нижнем бьефе высоконапорных водосбросных сооружений. - Тр. координац. совещ. по гидротехнике "Гидравлика водонапорных водосбросных сооружений". - Л., 1975, с. 226-231.

УДК 626/627

М.К.Поваляев, асп. (ЦНИИКИВР)

ИССЛЕДОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ СБОРНОГО КРЕПЛЕНИЯ ОТВОДЯЩЕГО РУСЛА ЗА ВОДОВЫПУСКАМИ

Опыт проектирования и эксплуатации водовыпускных сооружений показывает, что нередко одной из основных причин их неудовлетворительной работы является нарушение устойчивости сборного крепления отводящего русла [1, 2]. Поэтому при массовом строительстве подобных сооружений актуальны вопросы совершенствования методов расчета сборных креплений.

Креплениям из сборных элементов относительно малых плановых размеров и массы в литературе уделено мало внимания. Однако установлено, что для расчета устойчивости таких эле-

ментов определяющим следует считать влияние пульсационной составляющей суммарного гидродинамического воздействия [3]. В то же время в проектной практике размеры элементов подобных креплений или назначаются конструктивно, или рассчитываются методами, не учитывающими характерные особенности самого крепления и условий его работы. К такого рода особенностям прежде всего можно отнести сравнительно малую инерционность сборных элементов и специфический характер воздействия пульсационной составляющей суммарной гидродинамической нагрузки. Последнее проявляется, во-первых, в непрерывном изменении координат точки приложения нагрузки [4, 5], а во-вторых, в дискретном, зависимом от частотных характеристик гидродинамического процесса воздействии возмущающих импульсов.

В известных методах расчета устойчивости креплений, основанных на рассмотрении статического нагружения плит суммарной гидродинамической нагрузкой [6], не представляется возможным учесть отмеченную специфику. При рассмотрении статического нагружения обычно составляются уравнения равновесия удерживающих и возмущающих нагрузок или их моментов относительно ребра рассчитываемого элемента:

$$R_{уд} = R_{возм}, \quad (1)$$

где $R_{уд}$ и $R_{возм}$ — соответственно результирующие удерживающих и возмущающих нагрузок.

Умножив обе части уравнения (1) на величину произвольного отрезка времени τ , получим выражение (2), также представляющее условие устойчивости рассматриваемого элемента крепления:

$$R_{уд} \tau = R_{возм} \tau. \quad (2)$$

На рис. 1 представлены схемы процессов изменения во времени удерживающих и возмущающих нагрузок. Произведения, стоящие в обеих частях уравнения (2), выражаются площадями заштрихованных фигур, которые представляют собой импульсы расчетных нагрузок $R_{расч}$ или $R'_{расч}$. При этом выбор $R_{расч}$ соответствует расчету устойчивости по осредненным нагрузкам, а $R'_{расч}$ — расчету устойчивости с учетом пульсационной составляющей нагрузки.

Из рисунка видно, что если расчетная величина импульса удерживающей нагрузки зависит только от выбранной его продолжительности τ , то фактическая величина импульса возмущающей нагрузки зависит, кроме того, и от характера изменения самой нагрузки. Поэтому, при выбранных расчетных значениях нагрузок $R_{расч}$ и $R'_{расч}$ фактические величины импульсов удерживающих и возмущающих нагрузок не равны в обоих расчет-

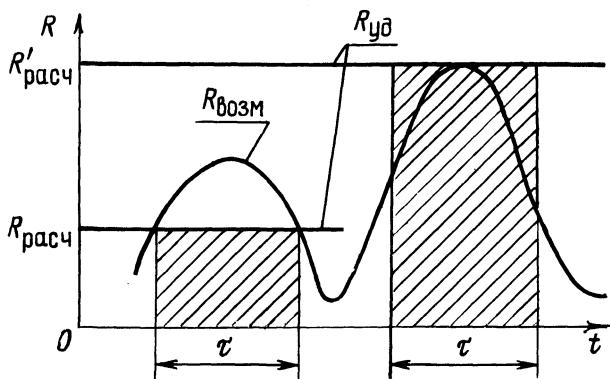


Рис. 1. Схема процессов воздействия на элемент крепления удерживающих и возмущающих нагрузок

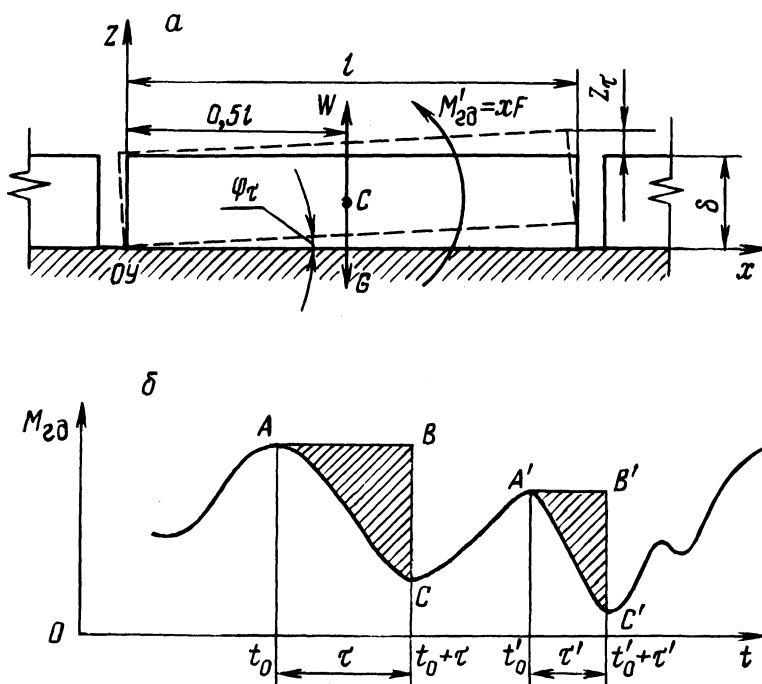


Рис. 2. Расчетные схемы:

а — элемента сборного крепления; б — процесса изменения момента M_{20} возмущающего воздействия.

ных случаях. Это является причиной внесения погрешности в результат расчета при приравнении рассмотренных динамической и статической нагрузок.

В отличие от известных, предлагаемый метод расчета устойчивости элементов сборного крепления относительно малых плановых размеров и массы основывается на рассмотрении воздействия на элемент крепления импульса момента расчетной пульсационной составляющей суммарной гидродинамической нагрузки. Такой подход позволяет учесть как характерные особенности самого крепления, так и специфику динамического воздействия возмущающей нагрузки.

Поскольку рассматривается сборное крепление, то из расчетных случаев нарушения устойчивости [6] представляется возможным ограничиться рассмотрением прямого всплывания и опрокидывания.

В качестве расчетной принята схема опрокидывания свободно лежащего, не связанного с грунтом элемента крепления вокруг одного из нижних ребер (рис. 2, а), как более общая, где O — центр выбранной системы координат, совпадающий с серединой нижнего ребра элемента; z_{τ} — наибольшее допустимое поднятие рассматриваемого элемента крепления под воздействием расчетного импульса момента возмущающего воздействия продолжительностью τ ; φ_{τ} — угол поворота элемента, соответствующий z_{τ} ; l и δ — длина и толщина элемента крепления соответственно; G и W — вес и выталкивающая сила; F — расчетная пульсационная составляющая суммарной гидродинамической нагрузки (пульсационный дефицит), создающая относительно оси OY вращающий момент $M_{ГД}$; x — переменная координата точки приложения F . Более общий характер принятой расчетной схемы вытекает из того факта, что случай прямого всплывания возможен лишь при равенстве переменной координаты x половине длины элемента ($x = \frac{l}{2}$), что является лишь одним из возможных ее значений в диапазоне изменения от 0 до l .

Для вывода расчетных зависимостей используется теорема об изменении кинетического момента системы для плоской задачи [7]:

$$\frac{dL_y}{dt} = \sum_{i=1}^n (x_i Z_i^B - z_i X_i^B), \quad (3)$$

где L_y — момент количества движения (кинетический момент) системы относительно оси OY (см. рис. 2, а); t — время; X_i^B и Z_i^B — проекции внешних действующих сил на координатные оси OX и OZ соответственно; x_i и z_i — координаты точек приложения сил.

Учитывая относительно малые плановые размеры и малую инерционность элементов сборного крепления, можно отнести влияние сил сопротивления и инерционных сил в запас устойчивости. Тогда уравнение (3) после подстановки известных сил принимает вид:

$$\frac{dL_y}{dt} = xF - \frac{1}{2} G + \frac{1}{2} W. \quad (4)$$

Под воздействием процесса изменения момента возмущающего воздействия, схема которого представлена на рис. 2, б, элемент крепления совершает вынужденные колебания. Возмущающий процесс в данном случае представляет собой чередование возмущающих и удерживающих импульсов. Нарушение устойчивости есть результат воздействия возмущающего импульса достаточной величины (т. е. расчетного) продолжительностью τ . Поэтому нет необходимости рассматривать весь колебательный процесс, а достаточно ограничиться его рассмотрением на отрезке указанной продолжительности.

Следовательно, при выборе величины τ , не превышающей полупериода одного колебания элемента, колебательное движение сводится в зависимости от x (см. рис. 2, а) к поступательному ($x = \frac{1}{2}$) или вращательному ($x \neq \frac{1}{2}$). Принятые в данном случае для малоинерционных элементов допущения позволяют существенно упростить интегрирование уравнения (4) и определить пределы интегрирования от $t_0 = 0$ до $t_0 + \tau$ (см. рис. 2, б).

Рассмотрим два случая: 1) $x = \frac{1}{2}$, что соответствует прямому всплыванию элемента; 2) x принимает любые значения в диапазоне от 0 до 1, что соответствует опрокидыванию элемента вокруг одного из нижних ребер.

Подставим в уравнение (4) известные значения кинетического момента, равного для плоской задачи [7] $L_y = I_y \omega_y$ (где I_y - момент инерции элемента относительно оси OY , равный $\frac{\rho l^3 b \delta}{3}$; ω_y - проекция на ось OY вектора угловой скорости, равная $\frac{d\varphi}{dt}$), а также значения веса и выталкивающей силы, равных соответственно $G = \rho g b l \delta$ и $W = \rho_B g b l \delta$ (ρ и ρ_B - плотности материала элемента крепления и воды соответственно; b - ширина элемента крепления; g - ускорение свободного падения).

После подстановки перечисленных выше величин и алгебраических преобразований, интегрируя дифференциальное уравнение (4), получим расчетные зависимости для определения толщины δ элементов сборного крепления в случае прямого всплывания:

$$\delta = \frac{2S}{gbl^2\tau(\rho - \rho_B)} \quad (5)$$

и в случае опрокидывания вокруг одного из нижних ребер:

$$\delta = \frac{D}{\left[\frac{\rho l^3}{3} \arcsin\left(\frac{z\tau}{l}\right) + g\left(\frac{l\tau}{2}\right)^2 (\rho - \rho_B) \right]}, \quad (6)$$

где S - расчетный импульс момента пульсационной составляющей суммарной гидродинамической нагрузки, выражаемой формулой

$$S = \int_{t_0}^{t_0 + \tau} M'_{гд}(t) dt; \quad (7)$$

D - величина, характеризующая действие расчетного импульса и определяемая по формуле

$$D = \int_{t_0}^{t_0 + \tau} S(t) dt; \quad (8)$$

τ - продолжительность расчетного импульса.

Таким образом, величина расчетного импульса момента пульсационной составляющей суммарной гидродинамической нагрузки, выражаемого формулой (7), определяется площадью фигуры ABC (см. рис. 2, б). Величина продолжительности τ расчетного импульса принимается равной длине полупериода одного колебания элемента, а D определяется по формуле (8).

Использование описанного метода в практических расчетах предполагает наличие данных об изменении параметров $z\tau$, S , D , τ , входящих в расчетные зависимости (5) и (6). Очевидно, на современном уровне развития гидродинамических исследований получение этих данных наиболее реально экспериментальным путем. Практически они могут быть определены с помощью методов численного интегрирования при обработке реализаций процесса гидродинамического воздействия потока на элемент крепления.

Для определения указанных параметров на специальной установке, смонтированной в остекленном гидравлическом лотке, при напорном режиме в водовыпускной трубе в условиях плоской задачи была проведена серия экспериментов. Принцип действия экспериментальной установки аналогичен использованному в исследованиях Г.А.Юдицкого [8]. Однако установка имеет некоторые конструктивные отличия. В частности, применение высокочувствительных тензорезисторных преобразователей позволило

совместить ось рычажной измерительной системы с нижним ребром плиты, воспринимающей гидродинамическое воздействие. Это обеспечило возможность непосредственной регистрации момента указанного воздействия.

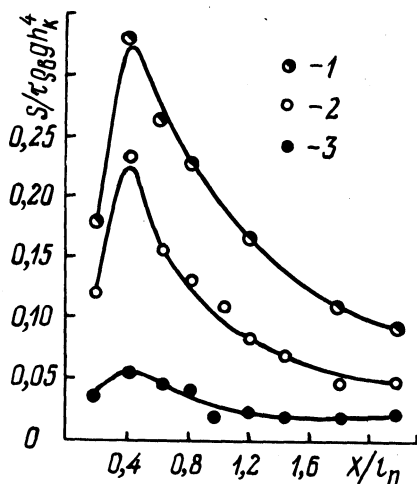


Рис. 3. Изменение возмущающего воздействия потока на элементы крепления нескольких относительных размеров при $Fr_1 = 9,0$:

$\frac{l}{l_n} = 0,40$ (1); $0,30$ (2); $0,20$ (3).

На рис. 3 по полученным экспериментальным данным показано изменение безразмерной величины $\frac{S}{\tau_B g h_K^4}$, характеризующей возмущающее воздействие потока на элементы крепления нескольких относительных размеров $\frac{l}{l_n}$ при параметре кинетичности $Fr_1 = 9,0$, где l и l_n — соответственно длина элемента крепления и гидравлического прыжка в критическом положении; X — удаление центра элемента крепления от выходного сечения подовыпуска; h_K — критическая глубина.

Полученные экспериментальные данные позволяют произвести предварительную количественную оценку изменения расчетной толщины элементов сборного крепления при учете динамического характера возмущающего воздействия.

Преобразуем уравнение (1) в равенство удерживающих и возмущающих моментов относительно нижнего ребра элементов крепления:

$$(G - W) \frac{l}{2} = M_{гд}^1. \quad (9)$$

Тогда расчетная толщина δ элемента, определяемая известным методом, т. е. соответствующая статическому нагружению элемента, после решения уравнения (9) выразится:

$$\delta = \frac{2M'_{ГД}}{gbl^2(\rho - \rho_B)}. \quad (10)$$

Сопоставление толщин сборного крепления, рассчитанных по формуле (10) и предлагаемым методом, т. е. по формулам (5) или (6), представлено в табл. 1, где δ_5 , δ_6 и δ_{10} — расчетные толщины, соответствующие указанным формулам.

Из анализа данных табл. 1 очевидно, что при исследованном параметре кинетичности $Fr_1 = 9,0$ учет динамического характера возмущающего воздействия пульсационной составляющей суммарной гидродинамической нагрузки приводит к существенному изменению расчетной толщины крепления по сравнению с толщиной, вычисленной в предположении статического нагружения элемента крепления той же составляющей нагрузки ($\frac{\delta_5}{\delta_{10}} \neq 1$; $\frac{\delta_6}{\delta_{10}} \neq 1$).

Изложенное приводит к выводу, что вопрос учета динамического характера возмущающего воздействия для расчета устойчивости рассмотренных креплений актуален и требует дальнейшего исследования во всем практическом диапазоне изменения $\frac{1}{l_{п}}$ и Fr_1 .

Табл. 1. Соотношение толщин элементов сборного крепления, рассчитанных предлагаемым и известным методами

$\frac{X}{l_{п}}$	δ_5 / δ_{10}			δ_6 / δ_{10}		
	$\frac{1}{l_{п}} = 0,4$	$\frac{1}{l_{п}} = 0,3$	$\frac{1}{l_{п}} = 0,2$	$\frac{1}{l_{п}} = 0,4$	$\frac{1}{l_{п}} = 0,3$	$\frac{1}{l_{п}} = 0,2$
0,2	1,11	0,72	0,90	1,53	1,29	1,24
0,4	1,39	1,49	1,37	1,56	1,36	1,47
0,6	1,31	1,25	1,18	1,18	1,19	1,40
0,8	1,33	1,02	1,35	1,24	1,01	1,48
1,0	1,36	0,89	1,55	1,48	1,08	1,55
1,2	1,15	1,17	1,52	1,25	1,55	1,43
1,4	1,23	1,06	1,26	1,36	1,52	1,47
1,8	1,19	0,74	1,17	1,27	0,95	1,56
2,2	0,90	0,96	0,70	1,13	1,42	1,30

Л и т е р а т у р а

1. Алиев Э.Д., Мариупольский А.Л. Опыт эксплуатации типовых трубчатых сооружений на оросительных системах. — Гидротехника и мелиорация, 1973, № 6. 2. Овчаренко И.Х., Шемякин Ю.К. О некоторых недостатках работы трубчатых сооружений на оросительных каналах. — Научные исследования по гидротехнике в 1973 году. — Л., 1974, т. 1. 3. Беляшевский Н.Н., Пивовар Н.Г., Калантыренко И.И. Расчеты нижнего бьефа за водосбросными сооружениями на нескальных основаниях. — Киев, 1973. 4. Юдицкий Г.А. Учет пульсационных нагрузок при расчете плит водобоя на всплытие. — Изв. ВНИИГ, 1965, т. 77. 5. Юдицкий Г.А., Исаев А.А. О моментах расчетных пульсационных нагрузок, действующих на плиты водобоев водосливных плотин. — Изв. ВНИИГ, 1971, т. 97. 6. Рекомендации по определению гидродинамических нагрузок, воздействующих на плиты водобоев и рисберм водосливных плотин. — Л., 1979. 7. Кильчевский Н.А. Курс теоретической механики. — М., 1977, т. II. 8. Юдицкий Г.А. Пульсация гидродинамической нагрузки на плиты водобоя и рисбермы в условиях пространственной задачи. — Изв. ВНИИГ, 1963, т. 73.

УДК 626/627

В.Д.Керницкий, ст. инж. (ЦНИИКИВР)

ПРИМЕНЕНИЕ МЕТОДА МАТЕМАТИЧЕСКОГО ПЛАНИРОВАНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТА ПРИ ИССЛЕДОВАНИИ СИФОННОГО ВОДОВЫПУСКА С ЗАРЯДНОЙ ТРУБКОЙ

В последние годы все большее внимание уделяется автоматизации водорегулирующих сооружений и систем при значительном территориальном рассредоточении объектов регулирования, на которых целесообразно применение гидравлических средств автоматизации.

Рациональным типом автоматических устройств для забора воды из источников и водорегулирования в каналах являются сифонные регуляторы. Среди них известны и такие, в которых гребень сифона расположен выше уровня воды в источнике (верхнем бьефе). Однако в этих устройствах зарядка сифона производится с помощью дополнительных технических средств, в частности зарядной камеры [1]. В ЦНИИКИВР разработана конструкция водовыпуска с зарядной трубкой [2], обеспечивающая автоматическое регулирование забора воды из источника. Зарядная трубка присоединена к нижней ветви сифона, сообщается с верх-

ним бьефом, заглублена под уровень воды в нем и имеет значительно меньшую площадь поперечного сечения по сравнению с сифоном.

Сущность гидравлических явлений, протекающих при зарядке сифона указанной трубкой, можно охарактеризовать следующим образом. Струя воды, подаваемая по трубке из верхнего бьефа, ударяется о противоположную стенку сифона или "водную подушку" и при этом захватывает и выносит из полости сифона воздух. В результате происходит подъем уровня воды в верхней и нижней ветвях сифона, а через некоторое время T_1 уровень в верхней ветви достигает отметки гребня. Этот момент соответствует завершению первой фазы зарядки сифона. Процесс, протекающий во второй фазе зарядки, связан с захватом и выносом воздуха из полости сифона двумя струями - из зарядной трубки и струей, переливающейся через гребень сифона. Это обуславливает определенную специфику процесса, вызванную взаимодействием обеих струй.

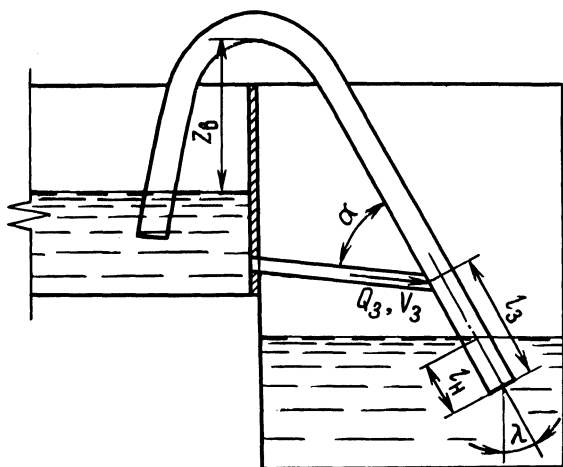


Рис. 1. Схема модели сифонного водовыпуска с зарядной трубкой

Из анализа литературных данных [3, 4] и экспериментальной оценки установлено, что для сифона с постоянным поперечным сечением (рис. 1) продолжительность первой фазы зарядки может быть представлена в виде

$$T_1 = f(V_3, Q_3, l_H, Z_B, \lambda, \alpha, l_3), \quad (1)$$

где V_3 - скорость в выходном сечении зарядной трубки; Q_3 - расход воды через зарядную трубку; l_H - длина выходного участка, погруженного под уровень нижнего бьефа, определяемая вдоль оси сифонной трубы от уровня воды в нижнем бьефе до

центра выходного сечения сифона; Z_B – превышение гребня сифона над уровнем воды в верхнем бьефе; λ – угол наклона нижней ветви сифонной трубы к вертикали; α – угол между зарядной трубкой и сифонной трубой; l_3 – длина участка сифонной трубы от центра выходного сечения зарядной трубки до выходного сечения сифона.

Для установления зависимости T_1 от указанных параметров сифонного водовыпуска были проведены экспериментальные исследования на гидравлической модели (см. рис. 1) с использованием математического планирования эксперимента [5].

Модель сифона с поперечным сечением 15 x 15 см выполнена из оргстекла и металла. Присоединенная к сифону зарядная трубка круглого сечения оснащена сменными вставками, позволяющими изменить ее диаметр от 4 до 10 см, и подключена к отдельному источнику воды. Это дало возможность, сохраняя положение уровня воды в верхнем бьефе сифонного водовыпуска и величину l_3 , изменять скорость зарядной струи при фиксированном расходе Q_3 и, наоборот, при постоянной скорости V_3 обеспечивать различные зарядные расходы.

Каждый из факторов (параметров модели) кодировался [5] и варьировался по данным табл. 1.

В эксперименте была реализована дробная реплика типа 2^{7-2} [5], матрица планирования для которой и результаты опытов приведены в табл. 2.

Наличие той или иной буквы в кодированном обозначении опыта показывает, что соответствующий фактор в данном опыте был установлен на верхней уровне ($X_i = +1$), а остальные – на

Табл. 1. Условия варьирования параметров модели сифонного водовыпуска с зарядной трубкой

Параметры модели	V_3 , м/с	Q_3 , л/с	l_H , см	Z_B , см	λ , град	α , град	l_3 , см
Кодированные обозначения	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	X_7
Основной уровень	4,8	12,5	19,5	60	15	60	125
Интервал варьирования	2,3	7,5	10,5	10	15	30	25
Верхний уровень (+1)	7,1	20,0	30	70	30	90	150
Нижний уровень (-1)	2,5	5,0	9	50	0	30	100

Табл. 2. Матрица планирования и результаты эксперимента

Номер опыта	Кодированное обозначение опыта	T ₁ , с			\bar{y}
		T ₁ ^I	T ₁ ^{II}	T ₁ ^{III}	
1	acfg	29,9	29,8	30,0	33,4
2	fg	31,5	32,0	31,5	31,5
3	abfg	3,8	3,9	4,0	256,5
4	bcfg	7,0	6,5	6,7	148,6
5	abcdg	5,8	5,6	6,0	172,6
6	cdg	91,8	95,5	90,7	10,8
7	bdg	8,7	8,9	8,9	113,2
8	adg	47,4	47,2	47,0	21,2
9	abceg	3,9	4,0	3,9	256,3
10	ceg	78,5	79,2	79,0	12,6
11	beg	5,1	5,2	5,4	191,2
12	aeg	33,6	33,6	33,9	29,7
13	defg	1320,0	1375,0	1300,0	0,8
14	abdefg	6,6	6,7	6,5	151,5
15	acdefg	∞	∞	∞	0
16	bcdefg	12,4	12,2	11,8	82,4
17	bef	7,6	7,7	7,7	130,5
18	abcef	4,7	4,9	4,8	208,4
19	cef	∞	∞	∞	0
20	aef	64,7	63,2	63,3	15,7
21	bcde	24,5	24,8	26,1	39,8
22	de	250,8	262,8	258,2	3,9
23	abde	6,6	6,9	7,0	146,4
24	acde	∞	∞	∞	0
25	(-)	40,9	40,7	40,3	24,6
26	ab	4,2	4,2	4,4	134,5
27	ac	52,7	50,2	52,1	19,4
28	bc	10,3	9,7	10,0	100,1
29	abcdf	7,4	7,4	7,2	136,4
30	cdf	122,4	119,0	116,4	8,4
31	bdf	12,2	12,4	12,6	80,7
32	adf	32,6	31,5	31,4	31,4

нижнем ($X_i = -1$). Причем буквы а, б, с, ..., f соответствуют факторам $X_1, X_2, X_3, \dots, X_7$, а условное обозначение (-) указывает на то, что в данном опыте все факторы находились на нижнем уровне [5].

В связи с тем что в некоторых опытах зарядка сифона не осуществилась, т. е. время $T_1 = \infty$, для дальнейшей обработки опытных данных исследуемая функция T_1 была преобразована в новую функцию отклика Y по формуле

$$y = \frac{10^3}{T_1}. \quad (3)$$

Опыты были рандомизированы по таблице случайных чисел и повторены трижды. Полученные результаты обозначены в табл. 2 соответственно $T_1^I, T_1^{II}, T_1^{III}$, а значения функции отклика осреднены по трем повторениям и обозначены \bar{Y} . Воспроизводимость опытов была оценена по критерию Кохрена [6]:

$$G = 0,14 < G_T = 0,19. \quad (4)$$

Поскольку линейная модель процесса оказалась неадекватной, для описания процесса зарядки использовался неполный квадратичный полином вида:

$$\bar{Y} = b_0 + \sum_{i=1}^n b_i X_i + \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{k=i+1}^n b_{ik} X_i X_k, \quad (5)$$

где n - количество исследуемых факторов.

Результаты расчета коэффициентов полинома по известным формулам регрессионного анализа [5] приведены в табл. 3. Для уровня значимости $\beta = 0,05$ (т. е. с вероятностью 95%) коэффициенты b_{16}, b_{46} являются статистически незначимыми, что позволило исключить их из полинома (5).

Как видно из сравнения абсолютных значений линейных коэффициентов регрессионного полинома, наибольшее влияние на величину T_1 оказывают расход и скорость зарядной струи, превышение гребня сифона над уровнем воды в источнике Z_B и величины I_3 и I_H . Менее значительными являются углы наклона λ и α . Знаки линейных коэффициентов указывают, что возрастание параметров V_3, Q_3 , и I_3 приводит к увеличению функции отклика Y , а следовательно, к уменьшению времени первой фазы зарядки. Это обусловлено тем, что расход и скорость зарядной струи, а также величина I_3 характеризуют способность струи захватывать и выносить воздух из полости сифона.

Наличие знака (-) и относительно большая абсолютная величина коэффициента b_{24} с учетом знаков коэффициентов b_2 и b_4 указывают на то, что при одновременном изменении параметров Q_3 и Z_B последний из них оказывает более значительное влия-

Табл. 3. Коэффициенты регрессионного полинома

Буквенное выражение коэффициента	Значение коэффициента	Буквенное выражение коэффициента	Значение коэффициента
b_0	+84,078	b_{17}	-2,378
b_1	+22,884	b_{23}	-2,759
b_2	+68,866	b_{24}	-15,960
b_3	-7,378	b_{25}	+2,497
b_4	-21,609	b_{26}	-1,753
b_5	-4,878	b_{27}	+8,022
b_6	-1,816	b_{34}	+1,209
b_7	+10,316	b_{35}	+2,866
b_{12}	+19,247	b_{36}	+2,316
b_{13}	+3,478	b_{37}	+2,322
b_{14}	-2,916	b_{45}	-4,491
b_{15}	-1,334	b_{56}	-3,722

ние на величину времени зарядки, поскольку он характеризует объем воздуха, выносимого из полости сифона. Коэффициент b_3 , имеющий относительно большое абсолютное значение и знак (-), указывает на то, что возрастание величины l_H , определяющей условия выноса воздуха из сифона, приводит к увеличению продолжительности первой фазы зарядки.

Таким образом, полученная модель процесса позволила оценить влияние конструктивных и гидравлических параметров сифонного водовыпуска с зарядной трубкой на величину времени его зарядки.

Для проверки адекватности модели был использован критерий Фишера [5]:

$$F = 1,79 < F_T = 2,14. \quad (6)$$

Выполнение этого условия позволяет с вероятностью 95% (так как величина F_T взята при $\beta = 0,05$) считать неадекватность неполного квадратичного полинома (5) соизмеримой точностью эксперимента и использовать этот полином в качестве математической модели для расчета времени первой фазы зарядки сифонного водовыпуска.

Л и т е р а т у р а

1. А. с. № 380786 (СССР). Сифонный водовыпуск / Журавлев Г.И., Касицин В.С. - Бюл. изобр., 1973, № 21.
2. Альферович А.Н. Водовыпускное устройство: А. с. № 696095 (СССР). - Бюл. изобр., 1979, № 41.
3. Каранфилян А.А. К определению времени включения сифонного водосброса. - В сб.: Вопросы гидротехники и гидравлики. Киев, 1969, вып. 34.
4. Хуторов Н.С. Расчет напора и времени включения сифонов. - Сб. науч. тр. ВНИИГиМ. - М., 1975, вып. 2.
5. Адлер Ю.П. Введение в планирование эксперимента. - М., 1969.
6. Вознесенский В.А. Статистические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях. - М., 1974.

УДК 626.823.54

С.П.Гатилло, асп.,
И.В.Филиппович, канд. техн. наук, доц. (БПИ)

ПРИМЕНЕНИЕ ТОНКИХ ВОДОСЛИВНЫХ СТенок НА ТРУБЧАТЫХ ВОДОСБРОСНЫХ СООРУЖЕНИЯХ

Требования охраны природы не допускают чрезмерного уменьшения расходов воды в водотоках, направлены на сведение к минимуму потерь воды и степени ее загрязнения. В водотоках осушительно-увлажнительных систем необходимы поддержание требуемого уровня режима в межень и обеспечение пропуска по ним весенних и летне-осенних максимумов без затопления используемых в сельском хозяйстве земель.

Поддержанию в водотоках и в мелиоративных каналах уровней воды, необходимых по условиям охраны природы и влагообеспечения сельскохозяйственных угодий, противопожарной защиты торфяных почв, способствует применение перед или за трубчатыми водопропускными сооружениями простейших подпорных устройств типа невысокой тонкой стенки.

Постановка стенок с оптимальной длиной водосливного фронта потребует уширения канала перед водосбросом или в нижнем бьефе. По техническим и эксплуатационным условиям уширение канала выгодно производить в верхнем бьефе, с тем чтобы не удлинять в нижнем бьефе участок канала, требующий дополнительного закрепления против размыва переливающимся поверх стенки потоком.

Постановка стенки перед входом в трубчатый водосброс целесообразна и по той причине, что при создании незначительно-

го (до 1 м) подпора и образовании фильтрации под сооружением в данном случае уменьшается фильтрационное и взвешивающее давление на подземный контур водосброса в периоды с малыми глубинами воды в канале.

Стенка перед водопропускным сооружением на уширенном канале создает небольшой бассейн, который можно использовать для отдыха, водопоя, противопожарных целей. Благодаря подпору в канале увеличиваются глубины потока, соответственно уменьшаются скорости течения в межень, что увеличивает время прохождения воды и способствует самоочищению ее от смытых и вынесенных из почвы биогенных веществ. Для промывки каналов в стенке на уровне дна канала могут быть оставлены водоспускные отверстия, перекрываемые шандорами.

В лаборатории Белорусского политехнического института на моделях из плексигласа и дерева были проведены гидравлические исследования совместной работы трубчатых водопропускных сооружений и водосливных стенок. Тонкие водосливные стенки различной длины и высоты устанавливались перед трубчатым водопропускным сооружением и за ним. Исследовались сооружения из труб треугольного и полукруглого поперечных сечений в лотке с неизменной шириной подводящего и отводящего каналов. Параметры моделей труб: треугольной формы - высота сечения 8,1 см, ширина 10,0, длина трубы 70,0 см; полукруглой формы - соответственно 5,35 см, 10,7 и 75,0 см. Для уменьшения высоты форсировки водосливные стенки принимались трапецидальными и треугольными в плане.

Если водосливную стенку устанавливать за водопропускным сооружением, то и при малых расходах будет достигнуто напорное движение.

При установке водосливной стенки перед трубчатым водопропускным сооружением гидравлический режим зависит от формы поперечного сечения трубы. Для исследованных высот стенок (0,5 а и 1,1 а, где а - высота трубы), установленных перед трубами полукруглого поперечного сечения, стенки, являясь местными сопротивлениями, возмущали поток, что способствовало периодическому прорыву воздуха в трубу через входное отверстие при небольших уровнях воды при напорном движении. Поэтому переход от напорного движения к безнапорному при снижении уровня воды перед водосливом сопровождался прорывом воздуха через входное сечение.

Иная картина наблюдается при установке водосливной стенки перед треугольным в сечении трубчатым водосбросом. Благодаря ей труба приобретает способность работать полным сечением

без подтопления со стороны нижнего бьефа, чего в случае отсутствия стенки не наблюдалось. В результате этого увеличивается пропускная способность сооружения.

Гидравлические условия, при которых происходит смена одного вида движения другим, обуславливаются длиной и высотой водосливных стенок и условиями входа потока в трубу.

Анализ графиков пропускной способности трубчатых водосбросов полукруглой формы с установленными водосливными стенками одинаковой высоты, но с различной длиной водосливного фронта перед водосбросом (рис. 1, кр. 2) и за ним (кр. 3) указывает на следующее: наличие стенки влияет на пропускную способность сооружения Q , уменьшая ее во всем диапазоне напоров H . Для безнапорного движения влияние выражено в большей степени, а по мере перехода к напорному движению, и особенно при напорном движении со значительными напорами, указанное влияние постепенно уменьшается. Это четко прослеживается на графике при сравнении кривых 2 и 3 с кривой 1 зависимости $Q = f(H)$ для водосброса без стенок. Важно отметить, что кривая $Q = f(H)$, относящаяся к водосбросу со стенкой, установленной за трубой (кр. 3), более интенсивно приближается к кривой, определяющей пропускную способность водосброса без стенки (кр. 1).

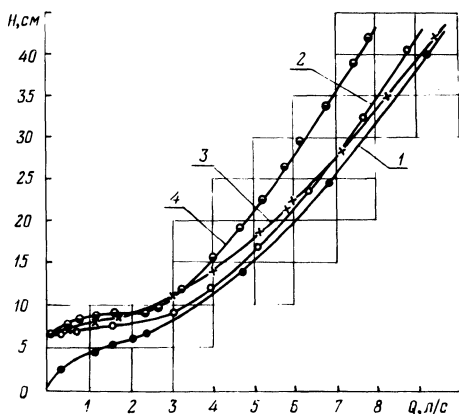


Рис.1. Графики пропускной способности трубчатых водосбросов полукруглой формы:

1 – без водосливной стенки; 2 – со стенкой в верхнем бьефе (высота стенки 1,1а, длина 1,96 р); 3 – со стенкой в нижнем бьефе (высота 1,1а, длина 1,96 р); 4 – со стенкой в верхнем бьефе (высота 1,1 а, длина 0,76 р).

Изучение влияния длины стенки на пропускную способность водосброса при неизменной высоте стенки указывает на то, что чем меньше длина стенки (водосливного фронта), тем большее влияние она оказывает на пропускную способность, уменьшая ее. Для сравнения на рис. 1 представлены кривые $Q = f(H)$ для водосброса с установленными перед ним стенками одинаковой

высоты, но разной длины (кр. 2 и 4). Аналогично влияние и стенок, установленных за трубой водосброса.

Графики зависимости пропускной способности трубчатых водосбросов с трубами треугольного сечения со стенками, установленными перед входом в трубу или за выходным сечением, качественно не отличаются от рассмотренных для полукруглой формы. Отмечается лишь различие в пропускной способности водосбросов, обусловленное поперечным сечением полукруглых и треугольных труб и некоторыми особенностями режима движения, о чем говорилось выше.

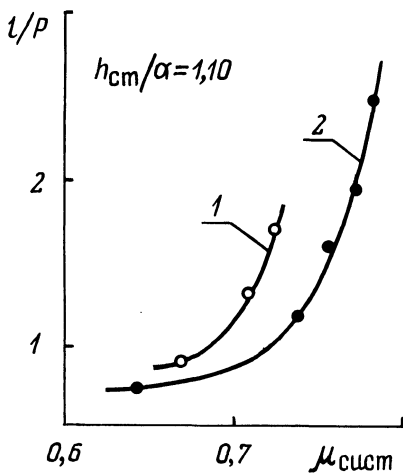


Рис. 2. Графики зависимости коэффициентов расхода трубчатых водосбросов со стенками в верхнем бьефе от отношения l/P : 1 - треугольного; 2 - полукруглого водосброса.

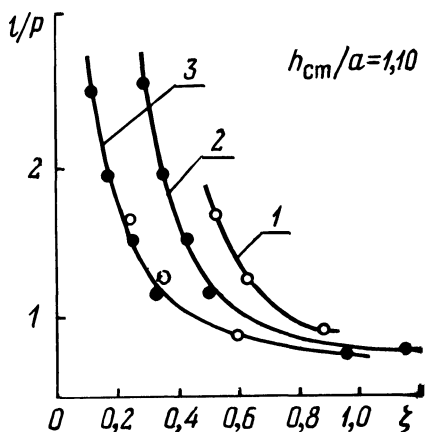


Рис. 3. Графики зависимости коэффициентов сопротивления от отношения l/P : 1 - $\xi_{ст} + \xi_{вх.т} = f(l/P)$; 2 - $\xi_{ст} + \xi_{вх.п} = f(l/P)$; 3 - $\xi_{ст} = f(l/P)$.

Условия пропуска расходов через водосбросы с незатопленным выходным сечением анализировались по известной формуле

$$Q = \mu \omega \sqrt{2g(H_0 - \eta a)} \quad (1); \quad \mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi}} \quad (\text{коэффициент расхода}), \quad (2)$$

где ω - площадь поперечного сечения трубы; g - ускорение свободного падения; H_0 - глубина воды в подводящем канале с учетом скорости подхода; η - коэффициент полноты сечения (принят равным 1,00 для полукруглых труб и 0,80 - для треугольных [1]); a - высота трубы; $\sum \xi = \xi_{вх} + \xi_{дл}$ - сумма коэффициентов сопротивления (на вход и по длине).

В результате проследенного анализа установлена графическая зависимость между средними коэффициентами расхода μ и отношением длины l водосливной стенки к периметру P трубы водосброса (рис. 2). На графике экспериментальные точки для водосбросов из треугольных труб (1) и из полукруглых труб (2) образуют две кривые, полученные из опытов с тремя (кр. 1) и пятью (кр. 2) различными длинами стенок, устанавливаемых перед входом в трубчатый водосброс.

На рис. 3 изображены графики зависимости коэффициентов сопротивления $\sum \xi - \xi_{дл}$, полученных по формуле (2), от отношения l/P . Кривые 2 и 1 представляют зависимости $\sum \xi - \xi_{дл} = f(l/P)$ соответственно для полукруглой и треугольной труб.

Принимая, что $\sum \xi_{п} - \xi_{дл} = \xi_{ст} + \xi_{вх,п}$ для водосбросов из полукруглых труб и $\sum \xi_{т} - \xi_{дл} = \xi_{ст} + \xi_{вх,т}$ - из треугольных, а также вычислив по формулам (1) и (2) значения $\xi_{вх}$ для водосбросов из труб полукруглого (рис. 1, кр. 1) и треугольного сечений, которые соответственно равны 0,182 и 0,302, можно рассчитать значения $\xi_{ст}$ для обоих водосбросов. Полученные таким образом коэффициенты сопротивления водосливной стенки для обоих типов водосбросов образуют одну общую кривую (см. рис. 3, кр. 3).

Следует отметить, что графики $\mu = f(l/P)$ и $\xi = f(l/P)$ построены по экспериментальным данным, полученным для двух типов водосбросов при отношении высоты водосливной стенки h_c к высоте труб a , равном 1,1.

Л и т е р а т у р а

1. Розанов Н.П. О некоторых основных зависимостях для определения пропускной способности незатопленных трубчатых (туннельных) водопропускных сооружений. - Сб. тр. МИСИ. - М., 1961, № 32. 2. Справочник по гидротехнике. - М., 1955.

УДК 532.5:627.83

И.П.Вопнярский, канд. техн. наук (БПИ)

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ СЖАТОЙ ГЛУБИНЫ В НИЖНЕМ БЬЕФЕ ВОДОСЛИВОВ ПРАКТИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ

При решении вопросов сопряжения бьефов гидротехнических сооружений первоочередной задачей является определение глубины в сжатом сечении потока, прошедшего через водослив, так называемой сжатой глубины h_c .

Как известно, сжатая глубина h_c подсчитывается исходя из уравнения Бернулли, написанного для сечения в верхнем бьефе водослива и сжатого сечения - в нижнем. Это уравнение относительно плоскости сравнения, совпадающей с горизонтальным дном в нижнем бьефе, для прямоугольного русла, т.е. в условиях плоской задачи, приводится к виду

$$q = \varphi h_c \sqrt{2g(E_0 - h_c)} \quad (1)$$

где q - удельный расход, m^2/c ; E_0 - полная удельная энергия потока перед водосливом, m ; φ - коэффициент скорости, зависящий от сопротивлений движению потока между указанными двумя сечениями; g - ускорение силы тяжести, m/c^2 .

Имеющиеся в литературе аналитические и графические способы определения глубины h_c в основном направлены на облегчение решения уравнения (1), которое является кубическим относительно h_c . Проведенные автором сравнительные подсчеты для широкого диапазона E_0 и q показали практически одинаковые значения глубины h_c , определенной по методам, в основе которых лежит расчетное уравнение (1).

Существенным моментом при расчете сжатой глубины h_c по уравнению (1) является предварительное назначение величины коэффициента скорости φ . Существующие в литературе рекомендации по этому вопросу малочисленны и довольно неопределенны. Так, по рекомендации Н.Н.Павловского [1], величина коэффициента φ для водосливов практического профиля с криволинейным очертанием сливной грани и гладкой поверхностью в зависимости от ее длины принимается в пределах $1,00 \div 0,90$. Несмотря на то что эти численные значения коэффициента φ , по мнению Н.Н.Павловского [1], представляют собой "лишь некоторую попытку подхода к этому вопросу", указанные рекомендации приводятся в учебной и справочной литературе, в том числе и изданной в последние годы [2, 3].

Невозможность в настоящее время теоретического обоснования величины коэффициента скорости φ при движении воды по поверхности водослива обуславливает его определение исходя из опытных или натуральных данных. Коэффициент φ возможно подсчитать из уравнения (1) при известных значениях q , E_0 и h_c .

Как показывает анализ результатов опытов Г.П.Скребкова [4, 5], Г.Х.Ибрагимовой [6] и других исследователей, а также опытов автора, коэффициент φ не является постоянной во-

личиной для данного водослива и с уменьшением напора H на водосливе (что сопровождается уменьшением протекающего расхода q) уменьшается. Это возможно объяснить тем, что при уменьшении расхода и соответствующем уменьшении толщины струи увеличивается соотношение между толщиной турбулентного пограничного слоя и толщиной струи, в результате чего увеличивается сопротивление движению потока по водосливной поверхности [5] и уменьшаются значения коэффициента скорости φ . При этом для водосливов практического профиля возможны значения $\varphi < 0,8$, т.е. меньше рекомендуемых Н.Н.Павловским [1].

На основании многочисленных опытов, как собственных, так и целого ряда исследователей, Г.П.Скребков [5] рекомендует для определения коэффициента φ эмпирическую формулу

$$\varphi = 1 - 0,0155 \frac{P}{H}, \quad (2)$$

где P - высота водослива со стороны нижнего бьефа. Причем, как отмечает Г.П.Скребков [4], небольшие изменения шероховатости поверхности водослива и формы его оголовка (даже при изменении коэффициента расхода m на 10%) незначительно сказываются на величине коэффициента φ . Причем основным фактором, от которого зависит φ , является относительная величина напора на гребне водослива.

Г.Х.Ибрагимова [6] по результатам опытов с водосливами практического профиля при $33,3 \geq P/H > 1,02$ для определения φ предлагает использовать формулу

$$\varphi = 0,985 \left(\frac{P}{H} \right)^{-0,116} \quad (3)$$

Следует отметить, что расхождение значений φ , подсчитанных по формулам (2) и (3), достигает 13,4% (при $P/H = 6$). Это может привести к расхождениям при подсчете по уравнению (1) величины сжатой глубины порядка $10 \div 20\%$ и даже выше. Подчеркнем здесь, что уменьшение величины сжатой глубины h_c на 10% вызывает увеличение числа Фруда в сжатом сечении ($Fr_c = q^2/g h_c^3$) на 37%. Уменьшение же h_c на 20% приводит к увеличению числа Фруда на 95%, т.е. почти в 2 раза. Это обстоятельство несомненно следует иметь в виду при решении всего комплекса вопросов сопряжения бьефов, например при расчете размеров гасителей энергии, длины крепления русла и др.

Таким образом, существующий метод определения сжатой глубины по уравнению Бернулли (1) ввиду отмеченной выше неопределенности рекомендаций для назначения коэффициента скорости φ , величина которого в настоящее время может быть определена лишь эмпирически, не может иметь существенных преимуществ перед определением h_c по зависимости, полученной в результате проведения систематических опытов. Целью данной работы и явилось получение указанной эмпирической зависимости, пригодной для определения сжатой глубины.

Из анализа уравнения (1) и результатов многочисленных опытов ряда исследователей можно заключить, что для сжатой глубины h_c в нижнем бьефе водослива существует следующая функциональная связь:

$$h_c = f_1(q, E_0, g, \varphi). \quad (4)$$

Рассмотрим некоторые переменные, входящие в функциональное соотношение (4).

Полная удельная энергия потока перед водосливом составляет $E = P + H_0$, где полный напор на водосливе $H = \Psi_1(q, m)$. Коэффициент расхода m зависит от очертания оголовка и высоты водослива, а также от геометрического напора H , изменяющегося на данном водосливе с изменением удельного расхода q , т.е. для водослива практического профиля, построенного по координатам Кригера - Офицера, $m = \Psi_2(q, P)$, и, следовательно, $H_0 = \Psi_3(q, P)$. Таким образом, можно для полной удельной энергии потока считать, что

$$E_0 = f_2(q, P). \quad (5)$$

Коэффициент скорости φ зависит от сопротивлений на входе водослива и сопротивления при движении потока по водосливной поверхности. Сопротивление на входе неподтопленного водослива зависит от формы оголовка, которая характеризуется коэффициентом расхода $m = \Psi_2(q, P)$. Сопротивление по длине определяется длиной водосливной поверхности и ее шероховатостью, а также глубиной потока. Длина водосливной поверхности водослива практического профиля, построенного по координатам Кригера - Офицера, зависит от высоты водослива и профилирующего напора или, что то же самое, от расхода, соответствующего профилирующему напору. Изменение глубины потока вдоль водосливной поверхности на дан-

ном водосливе зависит от пропускаемого расхода. Таким образом, принимая подобие водосливной поверхности на различных водосливах практического профиля (материал - бетон, профиль построен по координатам Кригера - Офицерова), можно считать, что коэффициент скорости φ является функцией высоты водослива и пропускаемого расхода, т.е.

$$\varphi = f_3(q, P). \quad (6)$$

Функциональная связь (6) подтверждается исследованиями Г.П. Скребкова и Г.Х.Ибрагимовой, о чем было сказано выше.

С учетом (5) и (6) для h_c получим следующее функциональное соотношение:

$$h_c = f(q, P, g). \quad (7)$$

В соответствии с методами теории размерности была получена функциональная зависимость, характеризующая связь сжатой глубины с факторами, влияющими на ее образование, в виде

$$\frac{h_c}{P} = f\left(\frac{P^3 \cdot g}{q^2}\right)^c \quad \text{или} \quad \frac{h_c}{P} = f\left(\frac{P}{h_{кр}}\right)^{3c}, \quad (8)$$

где $h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$ - критическая глубина для прямоугольного русла (при $\alpha = 1$).

Для получения эмпирической зависимости в явном виде были использованы результаты исследований автора, проведенных в горизонтальных гидравлических лотках шириной 0,24, 0,50 и 1,50 м на четырех водосливах практического профиля с водосливной поверхностью, очерченной по координатам Кригера - Офицерова и высотой $P = 0,233$ м (профилирующий напор $H_{пр} = 0,10$ м), 0,205 и 0,526 м ($H_{пр} = 0,20$ м) и 0,50 м ($H_{пр} = 0,15$ м). Водосливная поверхность выполнялась из металлического листа, покрашенного масляной краской. Расход воды измерялся по треугольным водосливам Томсона, отметки свободной поверхности - мерными иглами. Сжатая глубина h_c определялась по оси потока как осредненная глубина при трех-четырёхкратном измерении для каждого расхода.

На рис. 1 представлены результаты 62 опытов автора данной статьи. Как следует из рис. 1, опытные точки, располагаясь кучно, образуют кривую, которая дает основание, во-первых, считать, что принятая функциональная связь (8) достаточно правильно учитывает факторы, влияющие на образова-

ние сжатой глубины h_c , и, во-вторых, позволяет получить указанную функциональную зависимость в явном виде.

Используя методы статистической обработки опытных данных (метод средних и метод наименьших квадратов), на основании результатов опытов, представленных на рис. 1, получено уравнение

$$\frac{h_c}{P} = 0,55 \left(\frac{h_{кр}}{P} \right)^{4/3} \quad (9)$$

Кривая по этому уравнению на рис. 1 подтверждает соответствие (9) опытным данным.

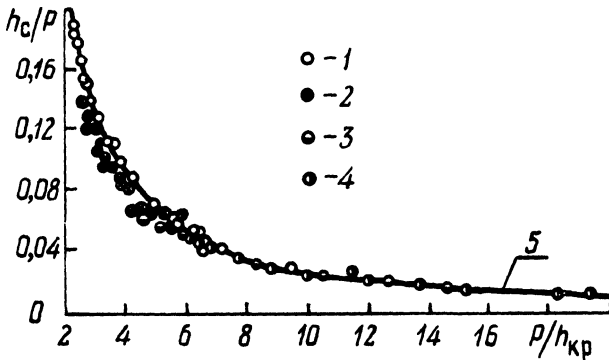


Рис. 1. К выводу формулы для определения сжатой глубины. Экспериментальные данные для водосливов высотой P :

1 - 0,205 м; 2 - 0,233; 3 - 0,500; 4 - 0,526 м; 5 - по уравнению (9).

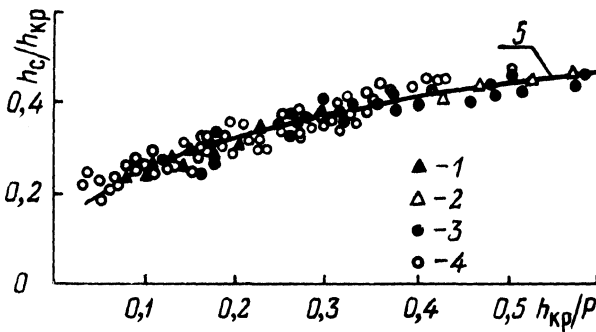


Рис. 2. Сравнение экспериментальных данных с подсчитанными значениями сжатой глубины по:

1 - И.М.Бойко; 2 - Г.П.Скребкову; 3 - Д.И.Кумину; 4 - по данным автора; 5 - по (10).

Уравнение (9) может быть представлено в виде формулы

$$h_c = 0,55 h_{кр} \sqrt[3]{\frac{h_{кр}}{P}}, \quad (10)$$

которая рекомендуется для практического использования. Зная высоту водослива со стороны нижнего бьефа P и удельный расход q (для подсчета критической глубины $h_{кр}$), можно определить сжатую глубину h_c .

На рис. 2 для сравнения представлены кривая по формуле (10) и в виде опытных точек – результаты упомянутых исследований автора, а также опытов И.М.Бойко [7], проведенных на трех водосливах практического профиля, очерченных по координатам Кригера – Офицерова ($P = 0,706, 0,493$ и $0,306$ м). Кроме того, на рис. 2 представлены результаты опытов Г.П.Скрёбкова [4] и Д.И.Кумина [8] (опыты 1940 г., сер. II и часть сер. УI). Здесь следует отметить, что опыты Г.П.Скрёбкова проводились на водосливах как практического (“теоретического”) профиля, так и с изменяемыми оголовками, а опыты Д.И.Кумина – на моделях плотин разной высоты полигонального очертания с водосливной поверхностью, плавно сопрягаемой с горизонтальным носком (уступом), толщина струи на котором принималась за сжатую глубину.

Расположение экспериментальных точек относительно кривой по формуле (10) (см. рис. 2) является достаточно близким: разброс точек составляет в среднем $\pm 4\%$. Учитывая неизбежные ошибки в опытном измерении сжатой глубины, такую погрешность можно считать вполне допустимой. Кроме того, необходимо отметить, что формула (10), полученная при использовании экспериментальных данных водосливов практического профиля с водосливной поверхностью, очерченной по координатам Кригера – Офицерова, дает результаты, вполне приемлемые и для водосливов практического профиля полигонального очертания (см. рис. 2). Это обстоятельство подтверждает справедливость мнения Г.П.Скрёбкова [4] о первостепенной роли высоты водослива и напора (или расхода) в процессе образования сжатой глубины. Однако данное утверждение, по-видимому, не может быть отнесено к любым водосливам практического профиля, и в частности, к “обжатым” или вакуумным.

В табл.1 представлены опытные данные Д.И.Кумина [8] (1937 г.), не показанные на рис. 2, и для сравнения результаты подсчета сжатой глубины h_c по формуле (10) и по

Таблица 1. Сравнительные подсчеты сжатой глубины

Высота водослива Р, см	Удельный расход q, см ² /с	Напор Н, см	Критическая глубина h _{кр} , см	Коэффициент φ		Сжатая глубина h _с , см				δ = $\frac{h_{расч} - h_{оп}}{h_{оп}} \cdot 100\%$		
				по Г.П. Скребок- кову (2)	по Г.Х. Ибрагим- овой (3)	Опыт- ная	по уравнению (1)		по (10)	по (1)		по (10)
							с φ по (2)	с φ по (3)		с φ по (2)	с φ по (3)	
25	1450	18,2	12,88	0,979	0,949	5,55	5,41	5,70	5,68	-2,0	+2,7	+2,3
25	1210	16,1	11,42	0,976	0,934	4,70	4,63	4,86	4,77	-1,5	+3,4	+1,5
30	1130	13,4	10,91	0,965	0,897	4,30	4,22	4,56	4,29	-1,9	+6,0	-0,2
30	970	12,1	9,85	0,962	0,887	3,76	3,67	4,00	3,74	-2,4	+6,4	-0,5
30	807	10,9	8,71	0,957	0,876	3,18	3,10	3,40	3,17	-2,5	+6,9	-0,3
35	725	9,8	8,11	0,945	0,850	2,73	2,67	2,98	2,74	-2,2	+9,2	+0,4
35	645	9,3	7,50	0,942	0,845	2,45	2,39	2,67	2,47	-2,4	+9,0	+0,8
35	565	8,6	6,87	0,937	0,837	2,20	2,11	2,37	2,20	-4,1	+7,7	0
40	516	7,8	6,47	0,921	0,815	1,93	1,87	2,11	1,94	-3,1	+9,3	+0,5
40	451	7,2	5,91	0,914	0,807	1,72	1,65	1,87	1,72	-4,1	+8,7	0

уравнению Бернулли (1) (решение которого проводилось методом постепенного приближения) с коэффициентами скорости φ , предварительно определенными по эмпирическим формулам Г.П.Скробкова (2) и Г.Х.Ибрагимовой (3).

Анализ результатов, представленных в табл. 1 и на рис. 2, свидетельствует о возможности практического использования формулы (10) для определения сжатой глубины в нижнем бьефе безвакуумных водосливов практического профиля. Применение этой формулы до проведения соответствующих исследований следует ограничить достаточным для практики использованием водосливов практического профиля пределом $h_{кр}/P \leq 0,6$.

Таким образом, полученная на основании методов теории размерности и экспериментальных данных формула (10), не требующая предварительного назначения коэффициента скорости, хорошо согласуется с опытными данными ряда исследователей и может быть использована для определения сжатой глубины в нижнем бьефе водосливов практического профиля при $h_{кр}/P \leq 0,6$.

Л и т е р а т у р а

1. Павловский Н.Н. Гидравлический справочник. - М., - Л., 1937.
2. Примеры гидравлических расчетов/Под ред. А.И. Богомолова. - М., 1977.
3. Справочник по гидравлическим расчетам/ Под ред. П.Г.Киселева. - М., 1974.
4. Скробков Г.П. Выбор численных значений коэффициента скорости φ . - Изв. вузов СССР. Сер. Энергетика, 1960, №8.
5. Скробков Г.П. К вопросу о численных значениях коэффициента скорости. - Изв. вузов СССР. Сер. Энергетика, 1961, №12.
6. Ибрагимова Г.Х. Коэффициент скорости для сжатого сечения за водосливом. - Тр. Азерб. НИИ водных проблем, 1972, вып. 3.
7. Бойко И.М. Исследование и расчет водобойного колодца и рисбермы: Дис. ... канд. техн. наук. - Ровно, 1974.
8. Кумин Д.И. Сопряжение бьефов при поверхностном режиме. - Л. - М., 1948.

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

РАСЧЕТ УСТАНОВИВШЕГОСЯ ТЕЧЕНИЯ ЖИДКОСТИ
НАД ШЕРОХСВАТОСТЬЮ

Данные отечественной и зарубежной литературы [1 - 5] подтверждают, что накопленные к настоящему времени сведения о структуре турбулентных течений у шероховатой границы не достаточны для достоверного описания даже осредненного поля скоростей в этой области потока. Следствием такого положения является снижение результативности инженерных расчетов размывов потоками земляных сооружений без крепления, транспорта наносов, пропускной способности водопроводящих каналов и русел, тепло- и массообмена в пстоках и т.п.

Излагаемые в статье отдельные результаты экспериментальных исследований турбулентности уточняют существующее представление о гидравлике потока в придонной области и позволяют на этой основе дать рекомендации по расчету осредненных скоростей течения жидкости над шероховатым дном. Измерения выполнялись электрохимическим способом [6] путем введения в поток и подстилающий его несвязный грунт электродов диаметром $0,2 \div 0,3$ мм. Исследовались течения в диапазоне чисел Рейнольдса $10^3 - 10^5$ над гидравлически гладким, песчаным и гравелистым дном из частиц грунта со средним диаметром (в мм): 0,25; 0,5; 1,0; 2,0; 4,0; 10,0 ; 25,0.

Исследованиями установлен факт наличия перегиба эпюры осредненных продольных скоростей в средней части придонного слоя на расстоянии $0,655 \delta_{ш}$ от дна потока. В этом подслое генерируются турбулентные возмущения, а на верхней его границе происходит смена вихревого сопротивления течению жидкости у дна на сопротивление трения в ядре потока.

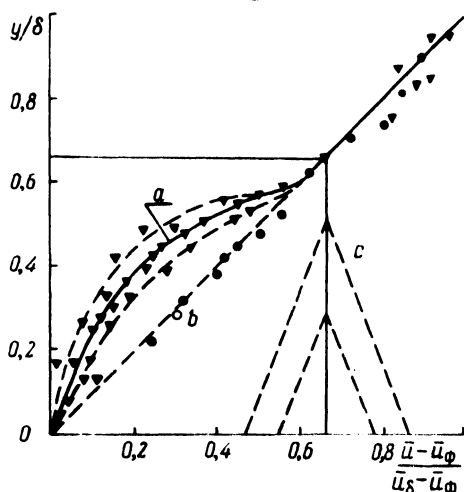
Кроме того, исследования подтвердили, что линейное и близкое к нему изменение скорости наблюдается над гладким дном, либо при толщине придонного слоя примерно в 1,5 раза больше высоты выступов шероховатости Δ .

Для подтверждения изложенного приводится рис. 1, где на оси абсцисс отложены нормированные скорости $\frac{\bar{u} - \bar{u}_ф}{\bar{u}_б - \bar{u}_ф}$, а на оси ординат - нормированное расстояние от середины верхнего ряда частиц грунта в долях от толщины придонного слоя

δ . Здесь \bar{u} и \bar{u}_δ – осредненные продольные скорости в потоке и на границе придонного слоя, а \bar{u}_ϕ – скорость индуцируемого течения жидкости в грунте на его границе с потоком ($y = 0$). Ниже этого уровня затухание продольной скорости соответствует экспоненциальному закону [7].

Рис. 1. Изменение осредненной продольной скорости течения жидкости по высоте придонного слоя:

а – над песком и гравием по расчетной зависимости (1) при $R_M = 2$; б – над гладким дном; в – выступы шероховатости.



Для получения расчетных зависимостей распределения осредненных продольных скоростей в придонном слое потока над шероховатостью, соответствующих данным экспериментов, использованы уравнение магнитной гидродинамики для несжимаемой жидкости и его решение применительно к плоскому течению Куэтта [8]. Между рассматриваемыми задачами существует аналогия, поскольку наложение на поток электропроводной жидкости магнитного поля создает дополнительное сопротивление течению жидкости у стенки. В потоке с магнитным полем это сопротивление характеризуется безразмерной величиной R_M , представляющей комбинацию обычного и магнитного чисел Рейнольдса, а также числа магнитного давления.

Применяя указанное решение к рассматриваемой задаче (при $R_M = 2$), получаем

$$\frac{\bar{u} - \bar{u}_\phi}{\bar{u}_\delta} = 0,733 + 0,163 \ln \left[x + \sqrt{x^2 + 0,0224} \right], \quad (1)$$

где $x = 1,95 \frac{y}{\delta_{ш}} - 1$; $0 \leq y \leq 0,655 \delta_{ш}$.

Входящие в зависимость (1) величины u_δ и $\delta_{ш}$ можно определить через связь между скоростями в придонной об-

ласти потока и его ядре. Воспользуемся для этой цели выражением порождения энергии турбулентности $\epsilon = 2 \overline{u_1' u_3'} \frac{d\bar{u}}{dy}$, представляющим произведение ковариации между пульсациями продольной и поперечной составляющими вектора скорости и градиентом продольной осредненной скорости.

В равномерном широком потоке ($2,5 \leq \frac{B}{2H}$) касательные напряжения изменяются линейно по глубине потока и, следовательно,

$$\overline{u_1' u_3'} = \frac{\tau_0}{\rho} \frac{(H-y)}{H} - \frac{\mu}{\rho} \frac{d\bar{u}}{dy}, \quad \text{а } \epsilon = 2 \left[u_*^2 \frac{(H-y)}{H} - \nu \frac{d\bar{u}}{dy} \right] \frac{d\bar{u}}{dy}.$$

$$\text{Отсюда } \left(\frac{d\bar{u}}{dy} \right)^2 - \frac{u_*^2}{\nu} \frac{(H-y)}{H} \frac{d\bar{u}}{dy} + \frac{\epsilon}{2\nu} = 0.$$

В этих зависимостях τ_0 - касательное напряжение на дне потока; H - глубина потока; ρ - плотность жидкости; μ , ν - динамический и кинематический коэффициенты вязкости; u_* - динамическая скорость.

Принимая во внимание, что компоненты вектора скорости течения жидкости в плоском равномерном потоке являются функцией динамической скорости и расстояния от дна потока, можно записать в общем виде $\epsilon = Du_*^3 f(y)$. Воспользовавшись оценкой размерностей слагаемых квадратного уравнения, найдем выражение для градиента осредненной продольной скорости

$$\frac{d\bar{u}}{dy} = \frac{Au_*}{y-a} \quad (2)$$

Соответственно для скорости путем интегрирования зависимости (2) получаем, что

$$\bar{u} = C + Au_* \ln(y-a), \quad (3)$$

где C - постоянная интегрирования; A - постоянная, характеризующая выпуклость эпюры скоростей в ядре плоского пото-

ка; a – величина смещения начала отсчета y относительно дна потока.

Следует отметить, что эта зависимость может быть получена иным путем, если использовать универсальный закон распределения скорости в ядре плоского потока [1 – 4] :

$$\frac{\bar{u}_0 - \bar{u}}{u_*} = A \ln \frac{H - a}{y - a} .$$

Выражения величины порождения энергии турбулентности за счет осредненного течения и зависимость (3) позволяют рассчитывать толщину придонного слоя. В работе они использовались для проверки достоверности зависимостей (7) и (9).

Далее необходимо произвести сопряжение эпюры скоростей ядра потока с эпюрой в придонной области, первоначально произведя это для потока с гладким дном ($\Delta = 0$) и соответственно линейным изменением скорости при $0 \leq y \leq \delta_\Gamma$

$$\bar{u} = \bar{u}_0 \frac{y}{\delta_\Gamma} . \quad (4)$$

Здесь δ_Γ – толщина придонного слоя над гладким дном.

В рассматриваемом случае допустимо ограничиться требованием равенства величин функций $\bar{u} = f(y)$ и их первых производных на границе ядра и придонной области ($y = \delta_\Gamma$).

Воспользовавшись производными $\frac{d\bar{u}}{dy}$ из (3) и (4), нетрудно установить связь между скоростью u_* на границе вязкого подслоя и его толщиной

$$\bar{u}_{\delta_\Gamma} = A u_{*\Gamma} \frac{\delta_\Gamma}{\delta_\Gamma - a} ,$$

а затем, приравняв правые части зависимостей (3) и (4) при $y = \delta_\Gamma$, после несложных преобразований определить постоянную C_Γ в зависимости (3) и получить искомое выражение $u = f(y)$ в ядре потока с гладким дном

$$\bar{u} = A u_* \left\{ \frac{1}{1-k} + \ln \left[\frac{y}{(1-k)\delta} - \frac{k}{1-k} \right] \right\} , \quad (5)$$

где $K = \frac{a}{\delta}$.

Зависимость отличается от широко известного в гидравлике логарифмического профиля скоростей наличием дополнительного члена под знаком логарифма. Вследствие этого она

более точно описывает распределение скоростей на границе с придонным слоем.

Поскольку шероховатость дна потока влияет на осредненные скорости течения в его ядре через величины \bar{u}_δ и δ , зависимость (5) в одинаковой мере справедлива для потоков как с гладким, так и с шероховатым дном. Причем постоянные А и К должны быть одинаковыми в обоих рассматриваемых случаях. Для практических расчетов рекомендуется принимать значения $A = 2,6$, а $K = 0,655$, которые получены путем обычной математической обработки многочисленных данных о распределении осредненных скоростей в напорных и безнапорных потоках с гладкими и шероховатыми стенками. Следовательно, при $\delta \leq y \leq H$

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

Для потоков с гладким дном из линейной связи между касательным напряжением и градиентом скорости $\tau = \mu \frac{du}{dy}$ с учетом последней зависимости (при $y = \delta_r$) нетрудно установить, что

$$\delta_r = 7,633 \frac{\nu}{u_{*r}} \quad (7)$$

Кроме того, через среднюю скорость на вертикали $\bar{u}_B = \frac{1}{H_0} \int_0^H \bar{u} dy$ получено приближенное выражение для расчета динамической скорости на гладком дне:

$$u_{*r} = \frac{0,417 \bar{u}_B}{\ln Re_H - 1,43} \quad (8)$$

где $Re_H = \frac{\bar{u}_B H}{\nu}$.

Базируясь на зависимостях (1) и (6), можно определить изменение импульса в придонной области различных потоков при замене гладкого дна шероховатым но при сохранении одинаковыми его интегральных характеристик, а именно $\bar{u}_B = \text{const}$ и $H = \text{const}$. Такой подход позволил получить зависимость для расчета толщины придонного слоя над шероховатостью:

$$\delta_{\text{ш}} = 5,09 \frac{\nu}{u_{*Г}} \left(\frac{u_{*Г} \Delta}{\nu} \right)^{0,798} \quad (9)$$

В этой зависимости $u_{*Г}$ - динамическая скорость в случае гладкого дна, но при одинаковых значениях \bar{u}_B и H с потоком, имеющим шероховатость; Δ - средневзвешенная эквивалентная высота выступов шероховатости.

Зная $\delta_{\text{ш}}$, через приближенное выражение для средней скорости на вертикали вычисляем динамическую скорость

$$u_{*ш} = \frac{\bar{u}_B}{2,6 \left[3 + \ln \left(\frac{H}{\delta_{\text{ш}}} - 0,655 \right) \right]} \quad (10)$$

Таким образом, расчет осредненных продольных скоростей в безнапорных потоках с относительной шириной $\frac{B}{2H} \geq 2,5$

при известных $\bar{u}_B, H, \nu, \Delta$ выполняется следующим образом. Первоначально вычисляется динамическая скорость $u_{*Г}$ в предположении гладкого дна (8), затем определяется толщина придонного слоя над шероховатостью $\delta_{\text{ш}}$ (9) и фактическая динамическая скорость $u_{*ш}$ (10). В ядре потока ($\delta_{\text{ш}} \leq y \leq H$) скорости рассчитываются с использованием зависимости (6), в переходной области придонного слоя ($0,655 \delta_{\text{ш}} \leq y \leq \delta_{\text{ш}}$) $u = u_{\delta} \frac{y}{\delta_{\text{ш}}}$, а при $0 \leq y \leq 0,655 \delta_{\text{ш}}$

Таблица 1. Относительные значения скорости \bar{u}_ϕ на границе потока с песком и гравием различной крупности

$d_{\text{св}}, \text{ мм}$	$\frac{\bar{u}_\phi}{\bar{u}_\delta}$
0,5	0,030
1,0	0,042
2,0	0,085
4,0	0,110
25,0	0,155

применяется зависимость (1). Входящую сюда величину скорости \bar{u}_ϕ , индуцируемую потоком на границе с водопроницаемым грунтом ($y = 0$), можно определить, воспользовавшись табл. 1.

Эти данные, полученные экспериментально, показывают, что для песков со средневзвешенным диаметром частиц менее 1,0 мм скорость \bar{u}_ϕ не превышает 5% от скорости на границе придонного слоя ϕ и в расчетах может не учитываться.

В случае гидравлически гладкого дна ($\Delta = 0$ либо $\Delta \leq 1,5 \leq \delta$) при расчете скоростей первоначально вычисляются динамическая скорость (8) и толщина вязкого подслоя (7), а затем - соответственно скорость в ядре потока при $\delta \leq y \leq H$ (6) и в придонной области (4).

В заключение следует остановиться на оценке погрешности расчета осредненных скоростей. Основным источником погрешности является неточность определения Δ для различных типов шероховатостей и глубин потока с фильтрующим основанием. В целом многократная проверка результатов расчета и сопоставление их с данными измерений позволили установить, что с доверительным интервалом 95%-ной обеспеченности погрешность обычно не превосходит 5% при $y \geq 0,655 \delta_{ш}$.

Л и т е р а т у р а

1. Монин А.С., Яглом А.М. Статистическая гидромеханика. - М., 1965, ч. 1. 2. Лятхер В.М. Турбулентность в гидросооружениях. - М., 1968. 3. Шлихтинг Г. Теория пограничного слоя. - М., 1969. 4. Дейли Дж., Харлеман Д. Механика жидкости. - М., 1971. 5. Никитин И.К. Обобщение полуэмпирической теории турбулентности на течения у шероховатых поверхностей с различными режимами проявления шероховатых свойств. Турбулентные течения. - М., 1970. 6. А. с. №362244 (СССР). Устройство для измерения величины и направления скорости течения жидкости) Васильченко Г.В. Нелипович Н.Б.-Бюл.изобр.,1973,№2. 7. Васильченко Г.В. Исследование связи между турбулентными характеристиками потока в придонной области и подстилающем его несвязном грунте. - В кн.: Динамика и термика рек. - М.,1973. 8. Бай - Ши - и. Турбулентное течение жидкостей и газов. - М.,1962.

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

К ПОСТРОЕНИЮ ПЛАНОВ ТЕЧЕНИЯ ПЛАВНО ИЗМЕНЯЮЩЕГОСЯ НЕУСТАНОВИВШЕГОСЯ ПОТОКА

Дифференциальные уравнения, списывающие неустановившееся движение воды, представляют собой гиперболические уравнения с частными производными, непосредственное интегрирование которых не представляется возможным в настоящее время. Поэтому решение таких задач производится приближенными методами.

В настоящей статье рассматривается один из возможных методов решения задачи построения планов течений плавно изменяющегося неустановившегося потока, позволяющих избежать ряд трудностей, связанных с наличием единственности и устойчивости решения.

Приближенная система дифференциальных уравнений двумерного открытого неустановившегося движения имеет следующий вид [1]

$$\frac{1}{g} \frac{du_x}{dt} = i_{0x} - \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{u u_x}{K^2 H};$$

$$\frac{1}{g} \frac{du_y}{dt} = i_{0y} - \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{u u_y}{K^2 H}. \quad (1)$$

Уравнение неразрывности приводится к виду

$$\frac{\partial}{\partial x} (H u_x) + \frac{\partial}{\partial y} (H u_y) + \frac{\partial H}{\partial t} = 0, \quad (2)$$

где u — средняя скорость течения на вертикали; H — глубина на вертикали; i_{0x} — уклон вдоль оси x , направленный по направлению вектора скорости потока; i_{0y} — уклон по оси y , перпендикулярный в плане оси x ; t — время; g — ускорение силы тяжести; K — параметр, определяющий среднюю на вертикали проводимость русла [1].

Предлагается последовательность решения рассматриваемой задачи в общем случае:

1. Решаем одну задачу, в результате находим средние отметки поверхности жидкости в поперечных сечениях в заданные моменты времени.

2. Определяем значения K_H , предполагая, что в поперечных сечениях отсутствуют поперечные уклоны.

3. Распределение глубин и скоростей в начальном и конечном створах задается или определяется при допущении, что отсутствуют поперечные составляющие скоростей.

4. Находим распределение глубин и средних на вертикали скоростей в последующем створе в заданный момент времени, зная значения средних на вертикали скоростей и глубин в предыдущий момент времени.

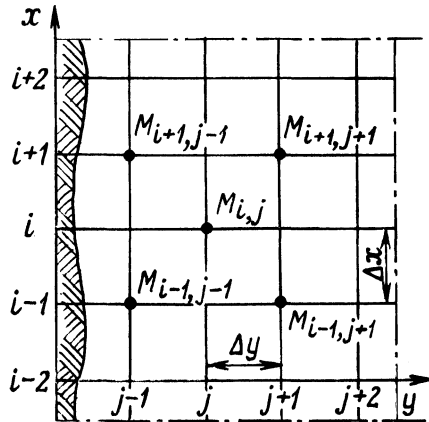


Рис. 1. Расчетная схема для момента времени t_1 .

5. Если полученные значения глубин не совпадают достаточно точно с их значениями, принятыми при определении K_H , расчет повторяется, для чего предварительно находятся значения K_H , соответствующие поперечному сечению, профиль которого определен в результате предыдущего приближения [1].

Позднее такая последовательность решения рассматриваемой задачи была рекомендована в работе [2],

Допускалось (рис. 1), что

$$u_{xi,j,l} = \frac{u_{xi+1,j,l} + u_{xi-1,j,l}}{2};$$

$$u_{yi,j,l} = \frac{u_{yi+1,j,l} + u_{yi-1,j,l}}{2}; \quad (3)$$

$$H_{i,j,l} = \frac{H_{i+1,j,l} + H_{i-1,j,l}}{2};$$

$$u_{xi,j,l} = \frac{u_{xi,j,l+1} + u_{xi,j,l-1}}{2};$$

$$u_{yi,j,l} = \frac{u_{yi,j,l+1} + u_{yi,j,l-1}}{2};$$

$$H_{i,j,l} = \frac{H_{i,j,l+1} + H_{i,j,l-1}}{2};$$

где i, j, l - индексы последовательных шагов по оси x , y и по времени t .

В этом случае в конечно-разностном виде система уравнений (1) - (2) приводится к виду:

$$\begin{aligned} & a_{xi+1,j,l} u_{xi+1,j,l} + a_{xi+1,j+1,l} u_{xi+1,j+1,l} + \\ & + a_{xi+1,j-1,l} u_{xi+1,j-1,l} + a_{Hi+1,j,e} H_{i+1,j,e} + \\ & + q_{xi+1,j,e} = 0; \\ & a_{yi+1,j+1,l} u_{yi+1,j+1,l} + a_{yi+1,j-1,l} u_{yi+1,j-1,l} + \\ & + a_{yi+1,j,l} u_{yi+1,j,l} + a_{H1-H,j,+1,l} H_{i+1,j+1,l} + \\ & + a_{Hi+1,j-1,l} H_{i+1,j-1,l} + q_{yi+1,j,l} = 0; \\ & a_{xHi+1,j,l} H_{i+1,j,l} + a_{Hxi+1,j,l} u_{xi+1,j,l} + a_{yH+1,j+1,l} x \\ & x H_{i+1,j+1,l} + a_{y,i+1,j-1,l} H_{i+1,j-1,l} + \\ & + a_{Hyi+1,j+1,l} u_{yi+1,j+1,l} + a_{Hyi+1,j-1,l} u_{yi+1,j-1,l} + \\ & + q_{uHi+1,j,l} = 0; \end{aligned}$$

где

$$a_{xi+1,j,l} = \frac{u_{xijl}}{g(x_{i+1,j,l} - x_{i-1,j,l})} + \frac{u_{i,j,l}}{2K_{Hi,j,l}^2};$$

$$a_{xi+1,j+1,l} = \frac{u_{yi,j,l}}{2g(y_{ij+1,l} - y_{i,j-1,l})};$$

$$a_{xi+1,j-1,l} = -\frac{u_{yi,j,l}}{2g(y_{i,j+1,l} - y_{i,j-1,l})} ;$$

$$a_{H,i-H,j,l} = \frac{1}{x_{i+1,j,l} - x_{i-1,j,l}} ;$$

$$q_{xi+1,j,l} = \frac{u_{xi-1,j,l} u_{xi,j,l}}{g(x_{i+1,j,l} - x_{i-1,j,l})} - \frac{2u_{xi,j,l} - 2u_{xi,j,l-1}}{g(t_{l+1} - t_{l-1})} -$$

$$-i_{oxi,j,l} - \frac{H_{i+1,j,l}}{x_{i+1,j,l} - x_{i-1,j,l}} +$$

$$+ \frac{u_{yi,j,l}}{2g} \frac{u_{yi-1,j-1,l} - u_{xi-1,j-1,l}}{y_{i,j+1,l} - y_{i,j-1,l}} +$$

$$+ \frac{u_{ij,l}}{2K^2 H_{ij,l}} \times u_{xi-1,j,l}$$

$$a_{yi+1,j+1,l} = \frac{u_{yi,j,l}}{2g(y_{i,j+1,l} - y_{i,j-1,l})} ;$$

.....

$$q_{yi+1,j,l} = \frac{H_{i-1,j+1,l} - H_{i-1,j-1,l}}{2(y_{i,j+1,l} - y_{i,j-1,l})} - i_{yi,j,l} +$$

$$+ \frac{u_{yi,j,l}}{2g} \times \frac{u_{gi-1,j+1,l} - u_{yi-1,j-1,l}}{y_{i,j+1,l} - y_{i,j-1,l}} -$$

$$- \frac{u_{xi,j,l}}{g} \frac{u_{yi-1,j,l}}{x_{i+1,j,l} - x_{i-1,j,l}} + u_{i,j,l} \times \frac{u_{yi-1,j,l}}{2K^2 H_{ij,l}} +$$

$$+ \frac{2u_{yi,j,l} - 2u_{yi,j,l-1}}{g(t_{l+1} - t_{l-1})} ;$$

Если в уравнении неразрывности системы уравнений (4) пренебречь изменением отметок поверхности воды в рассматриваемом поперечном сечении, то

$$\frac{H_{i,j,l+1} - H_{i,j,l-1}}{t_{l+1} - t_{l-1}} = \frac{H_{i,l+1} - H_{i,l-1}}{t_{l+1} - t_{l-1}}, \quad (5)$$

где $H_{i,l+1}$ и $H_{i,l-1}$ - средняя глубина потока в створе i , соответственно, в момент времени $l+1$ и $l-1$.

Тогда правая часть соотношения (5) находится из решения одномерной задачи и уравнения неразрывности можно привести к виду

$$a_{H_{xi+1,j,l}} u_{xi+1,j,l} + a_{H_{xi+1,j-1,l}} u_{xi+1,j-1,l} + a_{H_{yi+1,j,l}} x$$

$$x u_{yi+1,j,l} + a_{H_{yi+1,j-1,l}} u_{yi+1,j-1,l} + q_{u_{H_{i+1,j,l}}} = 0. \quad (6)$$

Учитывая это, система уравнений (4) имеет на одно уравнение меньше, чем число неизвестных. Замкнуть систему можно, принимая допущения, что средняя глубина потока, определенная при решении задачи как одномерная, равна средней глубине потока при решении двумерной задачи, т.е.

$$H_{cpl} = \frac{\sum_{j=1}^n (H_{i+1,j,l} + H_{i+1,j-1,l}) (y_{i+1,j,l} - y_{i+1,j-1,l})}{2 \sum_{j=0}^n y_{i+1,j,l} - y_{i+1,j-1,l}} \quad (7)$$

или

$$\sum_{j=1}^n (H_{i+1,j,l} + H_{i+1,j-1,l}) a_{3ni+1,j,l} = q_{3n-1,i+1,j,l},$$

где

$$a_{3n-1,i+1,j,l} = \frac{y_{i+1,j,l} - y_{i+1,j-1,l}}{2}; q_{3n-1,i+1,j,l} = H_{cpl} B_{cpl}$$

Решив предварительно задачу как одномерную, одним из существующих методов можно определить значение

$$I_{i,j,l} = \frac{1}{g} \frac{du}{dt} + i_o - \frac{\partial H}{\partial x}, \quad (8)$$

где

$$I_{i,j,l} = \frac{u_{i,j,l}^2}{K_{i,j,l}^2}; \quad u - \text{средняя скорость.}$$

Значение $I_{i,j,l}$, считаем постоянным для каждой вертикали заданного расчетного створа.

Тогда, пренебрегая изменением отметок поверхности воды в поперечном створе $i + 1$, можно найти распределение глубин и продольных скоростей в этом же створе из (3), если их распределение в створе $i - 1$ известно в заданный момент времени.

Причем значение $u_{xi,j,l}$ в данном случае приближенно находим из соотношения

$$u_{xi,j,l} = \sqrt{K_{xi,j,l}^2 I_{i,j,l}}. \quad (9)$$

Зная распределение продольных скоростей и глубин в створе $i - 1$ и $i + 1$, из уравнения неразрывности (2), записанного в конечном разностном виде, находим значение $u_{yi,j,l}$.

Приняв полученные значения $u_{xi,j,l}$, $u_{yi,j,l}$ и $H_{i,j,l}$ в первом приближении за исходные для определения элементов a и q , систему уравнений (4), (5), (7) сводим к системе линейных уравнений.

Определитель полученной системы уравнений имеет вид

$$\begin{pmatrix} a_{11}^0 & a_{12}^0 & a_{13}^0 & a_{14}^0 & a_{15}^0 & a_{16}^0 & a_{17}^0 & a_{18}^0 & a_{19}^0 & \dots & a_{1,3n}^0 & \dots & a_{1,3n+3}^0 \\ 0 & a_{21}^0 & a_{22}^0 & a_{23}^0 & a_{24}^0 & a_{25}^0 & a_{26}^0 & a_{27}^0 & a_{28}^0 & a_{29}^0 & \dots & 0 & a_{2,3n+3}^0 \\ a_{31}^0 & a_{32}^0 & a_{33}^0 & a_{34}^0 & a_{35}^0 & a_{36}^0 & a_{37}^0 & a_{38}^0 & a_{39}^0 & \dots & 0 & a_{3,3n+3}^0 \\ 0 & a_{41}^0 & a_{42}^0 & a_{43}^0 & a_{44}^0 & a_{45}^0 & a_{46}^0 & a_{47}^0 & a_{48}^0 & a_{49}^0 & a_{4,10}^0 & \dots & a_{4,3n+3}^0 \\ 0 & a_{51}^0 & a_{52}^0 & a_{53}^0 & a_{54}^0 & a_{55}^0 & a_{56}^0 & a_{57}^0 & a_{58}^0 & a_{59}^0 & a_{5,10}^0 & \dots & a_{5,3n+3}^0 \\ 0 & a_{61}^0 & a_{62}^0 & a_{63}^0 & a_{64}^0 & a_{65}^0 & a_{66}^0 & a_{67}^0 & a_{68}^0 & a_{69}^0 & a_{6,10}^0 & \dots & a_{6,3n+3}^0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \end{pmatrix}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0_{3n-1,1} 0_{3n-1,2} a_{3n-1,3} 0_{3n-1,4} 0_{3n-1,5} a_{3n-1,6} \dots \\ a_{3n-1,3n+3} \end{array} \right. \quad (10)$$

Если $u_{y_i,j,l} \neq 0$ и $u_{x_i,j,l} \neq 0$, то каждая последующая строка матрицы D , соответствующая динамическим уравнениям (1), содержит элемент, отличающийся от нуля, который отсутствует в предыдущих строках.

Так, вторая строка имеет элементы $a_{2,8}$ и $a_{2,9}$, которые отсутствуют в первой и которые, учитывая (4), не равны нулю. Четвертая строка содержит элемент $a_{4,10}$, который не имеется в двух первых строках и не равен нулю, и т.д. Необходимо отметить также, что в каждой такой i -ой строке нет первых $i - 1$ элементов.

Строки, соответствующие уравнениям неразрывности (2), не имеют ряда элементов, отличившихся от нуля, которые содержатся в соответствующих им динамических уравнениях. Каждое последующее уравнение имеет элементы, не равные нулю, не содержащиеся в предыдущих строках или в их линейных комбинациях. В предыдущих строках также есть такие же элементы, не имеющиеся в последующих строчках.

Если строка $C_K = (c_1, c_2, \dots, c_n)$ является линейной комбинацией строк $A = (a_1, a_2, \dots, a_n)$ и $B = (b_1, b_2, \dots, b_n)$ с коэффициентами α и β , для этого необходимо, чтобы [3]

$$\alpha a_i + \beta b_i = c_{K_i}, \quad (i = 1, 2, \dots, n). \quad (11)$$

Но, учитывая вышесказанное для всех строк матрицы D , образованных динамическими уравнениями и уравнениями неразрывности, всегда имеются элементы C_{K_i} , для которых не соблюдается условие (11). Так, строка $k = 4$ имеет элемент $a_{4,10} \neq 0$, который не может быть линейной комбинацией элементов $a_{1,10} = a_{2,10} = a_{3,10} = 0$. Аналогично строка $k = 5$ не является линейной комбинацией строк $k = 1, 2, 3, 4$, потому что она содержит элементы $a_{5,11} \neq 0$ и $a_{5,12} \neq 0$, в то время как соответствующие элементы строк $k = 1, 2, 3, 4$, а именно $a_{1,11} = a_{2,11} = a_{3,11} = a_{4,11} = 0$ и $a_{1,12} = a_{2,12} = a_{3,12} = a_{4,12} = 0$.

Для строки $k = 6$ строка $k = 5$ исключается из линейной комбинации, ибо она содержит элементы $a_{5,11} \neq 0$ и

$a_{5,12} \neq 0$, не содержащиеся в строках $k = 1, 2, 3, 4, 6$.

Строка $k = 4$ исключается также из линейной комбинации, как содержащая элемент $a_{4,10} \neq 0$, который отсутствует в элементах строк $k = 1, 2, 3, 5$ и 6 . Действительно, если строка 4 входит в линейную комбинацию, одно из условий (11) с элементом $a_{4,10} \neq 0$ не может быть удовлетворено.

Учитывая, что строки $k = 5$ и 4 исключаются из линейной комбинации, аналогично исключается строка $k = 2$ (элемент $a_{2,3} \neq 0$ не может быть линейной комбинацией элемента $a_{1,9} = 0$ или $a_{3,9} = 0$ и элемента $a_{2,9} \neq 0$).

Оставшиеся строки $k = 1$ и 3 не могут составить такую линейную комбинацию, которая удовлетворила бы условия (11). Так, элемент $a_{6,8} \neq 0$ не может быть линейной комбинацией элементов $a_{1,8} = a_{3,8} = 0$.

Аналогичные рассуждения справедливы для строк $k = 7, 8, 9, k = 10, 11, 12$ и т.д.

Докажем, что строка $k = 3n - 2$ не является линейной комбинацией строк $k = 1, 2, 3 \dots 3n - 3$.

Как следует из рассмотрения матрицы D , из возможной линейной комбинации необходимо исключить строку $k = 2$ (элементы $a_{3n-2,3} = a_{3n-3,3} = a_{3n-4,3} = \dots = a_{3,3} = a_{1,3} = 0$ за исключением элемента $a_{2,3}$). В этом случае нельзя удовлетворить условию (11). Учитывая это, необходимо из линейных комбинаций исключить строку $k = 3$ по аналогичной причине. Тогда для строки $k = 1$ имеем $a_{j,1} \neq 0$, в то время как $a_{4,1} = a_{5,1} = a_{6,1} = \dots = a_{3n-2,1} = 0$. Тогда при отсутствии элемента $a_{3,1}$ в линейных комбинациях нельзя обеспечить одно из условий (11).

Исключив из линейных комбинаций строки $k = 1, 2$ и 3 , аналогично доказываем, что $k = 4, 5$ и 6 должны быть также исключены (и т. д. до $3n - 3$ строки включительно).

Следовательно, $3n - 2$ строка не может быть представлена линейной комбинацией предыдущих строк.

Отсюда, первые $3n - 2$ строк включительно являются линейно независимыми.

Однако $(3n - 1)$ -ая строка, соответствующая уравнению (7), в общем случае может быть линейной комбинацией предыдущих строк. Но, как это следует из (4), все элементы a_{3n-1} являются функциями $\Delta y = y_{j+1} + y_{j-1}$, в то время

как соответствующие им элементы функции $y_{i+1} - y_{j-1}$ и $x_{i+1} - x_{j-1}$.

Пусть для столбца $3n - 1$ справедливо соотношение (11), где $C_k = (c_1, c_2 \dots c_n)$ является строкой $3n - 1$. Тогда, изменив местоположение линии j (см. рис. 1) в расчетной схеме и оставив без изменения остальные линии j , изменим значения элементов только в двух столбцах матрицы D , оставив без изменения остальные.

Если для i -ых элементов выполнялось соотношение (11), то при изменении значения Δy имеем

$$\alpha a_{i,1} f_1 \left(\frac{\Delta y_0}{\Delta y} \right) + \beta b_{i,2} f_2 \left(\frac{\Delta y_0}{\Delta y} \right) \neq C_{ki} \frac{\Delta y}{\Delta y_0}, \quad (12)$$

где Δy_0 - первоначальная ширина расчетной полосы; Δy - измененная ширина той же полосы, t то время когда для двух элементов продолжает оставаться справедливым (11).

Таким образом, изменив значение Δy путем изменения положения линии j , можно добиться, чтобы и строка $3n - 1$ была линейно независимой при условии, что $u_{y_{i,j},1} \neq 0$ и $u_{x_{i,j},1} \neq 0$.

Проанализируем взаимосвязь элементов, образующих столбцы матрицы D .

Каждый предыдущий столбец матрицы D имеет элемент, отличный от нуля, который не содержится в последующем столбце или в каждом последующем столбце содержится элемент, отличный от нуля, отсутствующий в линейной комбинации предыдущих столбцов.

Если один из столбцов A_j является линейной комбинацией произвольного столбца B и линейной комбинацией предыдущих столбцов C , то

$$A_j = \lambda B + \mu C \quad [3], \quad (13)$$

$$A_j = \begin{pmatrix} a_{1j} \\ a_{2j} \\ \vdots \\ a_{nj} \end{pmatrix}, \quad B = \begin{pmatrix} b_1 \\ b_2 \\ \vdots \\ b_n \end{pmatrix}, \quad C = \begin{pmatrix} c_1 \\ c_2 \\ \vdots \\ c_n \end{pmatrix},$$

где λ, μ - коэффициенты линейной комбинации.

Тогда равенство (13) означает, что выполнено n соотношений

$$a_{ij} = \lambda b_i + \mu c_i \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (14)$$

между элементами этих столбцов.

В силу вышесказанного имеется по крайней мере одно значение i , для которого условие (14) не выполняется.

Например, столбец $j = 4$ нельзя представить линейной комбинацией столбцов $j = 1, 2, 3$, так как $a_{4,4} \neq 0$ и $a_{6,4} \neq 0$, в то время как $a_{4,1} = a_{4,2} = a_{4,3} = 0$ и $a_{6,1} = a_{6,2} = a_{6,3} = 0$.

Аналогично столбец $j = 5$ не является линейной комбинацией столбцов $j = 1, 2, 3, 4$ из-за того, что $a_{5,5} \neq 0$, а $a_{5,1} = a_{5,2} = a_{5,3} = a_{5,4} = 0$, т.е. в этих случаях не выполняется одно из условий (14).

Столбец $j = 6$ в своей линейной комбинации не может содержать столбца $j = 4$, потому что $a_{4,4} \neq 0$, в то время как $a_{4,1} = a_{4,2} = a_{4,3} = a_{4,6} = 0$. Если из данной линейной комбинации исключен столбец $j = 4$, по той же причине ($a_{6,1} = a_{6,2} = a_{6,3} = a_{6,6} = 0$ и $a_{6,5} \neq 0$ при отсутствии в комбинации элемента $a_{6,4} \neq 0$) исключается из названной линейной комбинации и столбец $j = 5$. В этом случае элемент $a_{5,6} \neq 0$ столбца 6 не может быть линейной комбинацией элементов остальных столбцов $j = 1, 2, 3$ (эти элементы $a_{5,1} = a_{5,2} = a_{5,3} = 0$).

Аналогичные рассуждения справедливы для столбцов $j = 7, 8$ и 9 , а также $10, 11, 12$ и т.д.

Таким образом, столбцы матрицы D являются линейно независимыми.

Следовательно, при условии, что $u_{xi,j,l} \neq 0$ и $u_{yi,j,l} \neq 0$, подбором значений Δy (или Δx) можно получить систему линейных уравнений, имеющую матрицу D , в которой все столбцы и строки являются линейно независимыми.

Матрица D (10) является матрицей системы рассматриваемых алгебраических уравнений (4), (7).

Согласно следствию 1 теоремы о базисном миноре, определитель D тогда и только тогда равен нулю, когда его столбцы

линейно зависимы [3]. В рассматриваемом случае столбцы линейно независимы, поэтому D не равен нулю.

Тогда, в соответствии с теоремой Крамера, если определитель рассматриваемой системы отличен от нуля, система совместна и имеет единственное решение. Решение систем, аналогичных рассматриваемой, приводится в работе [4].

Таким образом, если в момент времени t известен план распределения средних на вертикали скоростей и глубин, а также их значения в створе $i - 1$ в момент времени $t + \Delta t$, решая рассматриваемую систему линейных алгебраических уравнений, можно методом постепенного приближения найти распределение средних на вертикали скоростей и глубин в створе $i + 1$, затем $i + 3$ и т.д.

Необходимо отметить, что допущение о линеаризации переменных по расстоянию является приемлемым лишь в случае плавного изменения этих переменных по длине. У стенок, дна и при резком изменении глубин происходят обычно резкие изменения градиентов таких переменных. Этот фактор необходимо учитывать, например, путем введения специальных поправочных коэффициентов.

Предлагаемый метод позволяет производить решение рассмотренной задачи, гарантируя его единственность и устойчивость.

Л и т е р а т у р а

1. Коваленко Э.П. Исследование движения воды в открытых руслах. - Минск, 1963.
2. Шеренков И.А. Прикладные главные задачи гидравлики спокойных потоков. - М., 1978.
3. Карпелевич Ф.И., Садовский А.Е. Элементы линейной алгебры и линейного программирования. - М., 1963.
4. Connor I.I., Brebbia C.A. Finite Element Technigues for Fluid Flow - London - Baston, 1976.

УДК 626.824

А.А.Осипович, инж. Ф.Д.Шнипов, инж. (ЦНИИКИВР)

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ПРОДОЛЬНЫХ ОСРЕДНЕННЫХ СКОРОСТЕЙ В КАНАЛАХ ТРАПЕЦЕИДАЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

При проектировании мелиоративных систем гидравлические расчеты параметров каналов выполняются по зависимостям для

равномерного и частично неравномерного движения [1]. Многочисленные же натурные наблюдения показали, что в каналах, как правило, имеет место неравномерное движение. Представляется целесообразным выполнить экспериментальные исследования распределения продольных скоростей в равномерных и неравномерных потоках, сравнить полученные результаты, выявить характер и особенности распределения скоростей. Это поможет в решении некоторых практических задач, связанных с проектированием устойчивых сечений каналов и рациональной эксплуатацией мелиоративных систем. Например, учет особенностей распределения скоростей в придонной области позволит определить места возможного размыва русла, знание распределения скоростей по всему сечению канала – более обоснованно подойти к размещению скоростных вертикалей, что существенно ускорит и повысит точность измерения расходов воды.

Исследованиям распределения продольных осредненных скоростей при равномерном движении посвящено сравнительно много экспериментальных работ, при неравномерном движении их значительно меньше (в основном по изучению движения воды на поворотах [2]).

В статье приведены результаты экспериментальных исследований распределения продольных осредненных скоростей в канале трапецеидального сечения при равномерном и неравномерном движении. Опыты проведены в гидрометрическом лотке, длина которого 72 м с уклонами дна 0,00064 и 0,00035. Дно и боковые стенки имели абсолютную шероховатость $\Delta_{\text{ср}} = 1$ мм. Схема расположения скоростных вертикалей в гидрометрическом створе показана на рис. 1. В качестве измерителя скоростей была использована гидрометрическая микровертушка с лопастным винтом диаметром 15 мм [3]. Продольные скорости измерялись в пяти точках, расположенных на вертикали, в соответствии с рекомендациями детального способа измерения расходов. Средняя в сечении скорость изменялась в пределах $0,2 \div 0,6$ м/с, глубина потока – $0,1 \div 0,5$ м. Исследования распределения скоростей при неравномерном движении выполнены в потоках с уклонами свободной поверхности (в пределах рабочего участка) 0,00038 и 0,00005. Степень неравномерности, определяемая величиной $v \frac{du}{dx_1}$, изменялась в пределах $(0,8 \div 4,3) 10^{-4}$ м/с².

При равномерном движении измерено 38, неравномерном – 35 расходов, которые по величине отношения V/N_0 разделены

Таблица 1. Распределение среднеарифметических значений

$(\frac{u}{V})_{ст}$ в канале трапецеидального сечения при
равномерном и неравномерном движениях воды

$\frac{B}{H_0}$	Глубина измерения скоростей	Поток*	Относительное положение вертикалей b_i / B					
			0,1	0	0,1	0,2	0,5	
1	2	3	4	5	6	7	8	
2 ÷ 4	1 см	1	0,97	1,05	1,11	1,15	1,13	
		2	1,00	1,06	1,12	1,14	1,11	
	0,2H _i	1	0,99	1,06	1,12	1,15	1,10	
		2	1,01	1,09	1,14	1,15	1,10	
	0,6H _i	1	0,90	1,09	1,14	1,15	1,10	
		2	0,93	1,03	1,09	1,10	1,01	
	0,8H _i	1	0,86	0,95	1,00	1,00	0,92	
		2	0,89	0,94	0,98	0,99	0,91	
	H _i - 1см	1	0,72	0,69	0,75	0,76	0,70	
		2	0,72	0,70	0,75	0,75	0,68	
	4 ÷ 10	1 см	3	0,84	0,91	1,07	1,11	1,13
			4	0,92	1,06	1,13	1,15	1,16
5			0,94	1,09	1,13	1,15	1,17	
0,2H _i		3	0,87	1,02	1,12	1,14	1,17	
		4	0,98	1,07	1,14	1,14	1,16	
		5	0,99	1,13	1,16	1,15	1,18	
0,6H _i		3	0,75	0,94	1,00	1,01	1,05	
		4	0,86	0,96	1,02	1,00	1,02	
		5	0,90	0,97	1,01	0,98	1,00	
0,8H _i		3	0,75	0,88	0,95	0,93	0,98	
		4	0,84	0,92	0,96	0,94	0,97	
		5	0,85	0,90	0,96	0,94	0,97	
H _i - 1см		3	0,73	0,74	0,79	0,79	0,83	
		4	0,74	0,73	0,75	0,75	0,79	
		5	0,72	0,75	0,80	0,77	0,76	

* 1,3 - равномерный; 2, 5 - неравномерный замедленный и 4 - неравномерный ускоренный потоки.

на пять групп. Вычислены величины безразмерных продольных скоростей $\frac{u}{V}$ и выполнена статистическая обработка каждой группы. В случае неравномерного движения такое обобщение допустимо вследствие невысокой степени неравномерности, так как силы инерции по сравнению с силами сопротивления невелики и составляют (0,01 ÷ 0,05)%. Полученные значения $(\frac{u}{V})_{ст}$ (табл. 1) характеризуют распределение продольных осредненных скоростей в живом сечении русла. Сравнение величин $(\frac{u}{V})_{ст}$ при равномерном и неравномерном движении (см. табл. 1) показывает, что в большинстве точек сечения разница между ними не превышает 3%. Это свидетельствует о качественно сходной картине распределения скоростей при равномерном и неравномерном ($v \frac{du}{dx_1} \leq 4,3 \cdot 10^{-4} \text{ м/с}^2$) движении.

Обычно принято считать, что максимальные скорости $u_{\text{макс}}$ движения воды в открытых потоках находятся у поверхности на динамической оси, и делаются лишь некоторые предположения относительно возможного погружения их под уровень в зоне откосов.

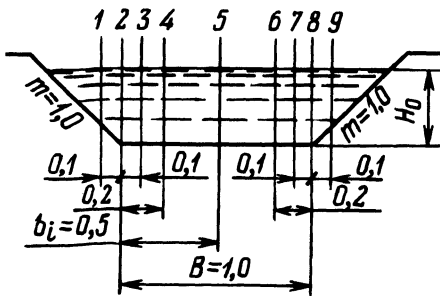


Рис. 1. Схема размещения в гидрометрическом створе скоростных вертикалей.

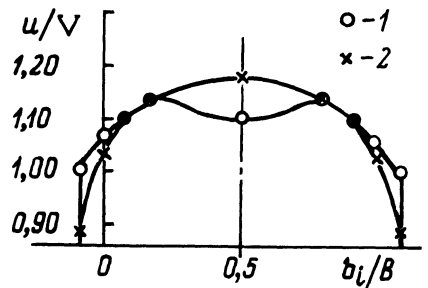


Рис. 2. Распределение продольных осредненных скоростей в плане на относительной глубине 0,2:

$$1 - \frac{B}{M_0} = 2 \div 4; \quad 2 - \frac{B}{H_0} = 4 \div 10.$$

Экспериментальные исследования показали, что в значительной части сечения максимальные значения скоростей находятся на глубине $0,2H_i$. Положение их в потоке зависит от величины отношения $\frac{B}{H_0}$. При $\frac{B}{H_0} < 4$, $u_{\text{макс}}$ наблюдается на

двух вертикалях, расположенных по обе стороны от динамической оси на расстоянии примерно $0,3 B$ (рис. 2). Если

$\frac{B}{H_0} > 4$, u_{\max} находится на динамической оси.

Максимальные значения придонных скоростей при $\frac{B}{H_0} < 4$ отмечаются в зоне углов сечения и по мере приближения к динамической оси потока несколько уменьшаются. При $\frac{B}{H_0} > 4$ максимальные придонные скорости находятся на динамической оси.

Отмеченные особенности в распределении по сечению скоростей можно объяснить трехмерностью поля осредненных скоростей, существование которого экспериментально доказано как при равномерном [4], так и неравномерном движении воды [5, 6, 7].

Таким образом, выполненные экспериментальные исследования позволяют сделать некоторые практические выводы:

1. При проектировании каналов мелиоративных систем в качестве первого приближения могут быть использованы формулы равномерного движения, ибо скоростная структура потока в руслах трапецеидального сечения при равномерном и неравномерном движении воды (с малой степенью неравномерности) отличается несущественно.

2. При измерении расходов воды в потоках трапецеидально-

го сечения с отношением $\frac{B}{H} > 4$ целесообразно скоростные

вертикали располагать более часто в зоне $(0 \div 0,2)B$; в потоках с $\frac{B}{H} < 4$ - в зоне $(0,2 \div 0,4)B$.

Л и т е р а т у р а

1. СНиП 2.52-74. Сооружения мелиоративных систем. - М., 1975. 2. Розовский И.Л. Движение воды на повороте открытого русла. - Киев, 1957. 3. Приборы для измерения скоростей движения воды / В.П.Рогуневич, А.А.Осипович, В.Ф. Янголь, Л.П.Каравай. - Гидротехника и мелиорация, 1978, №5. 4. Рогуневич В.П. К экспериментальному изучению распределения осредненных скоростей в двухпараметрических прямолинейных потоках. - В сб.: Использование водных ресур-

сов. Минск, 1969. 5. Великевич П.А. Экспериментальное изучение поперечной циркуляции при неравномерном прямолинейном движении жидкости. – Мат. конф. молодых ученых АН БССР. – Минск, 1962. 6. Жулаев Р.Ж. Поперечная циркуляция в открытом русле, возбуждаемая перераспределением расхода. – Изв. АН Каз. ССР. Сер. Энергетика. – 1960, вып. 2 (16). 7. Русских Л.П. Некоторые результаты исследований поперечной циркуляции, возбуждаемой перераспределением расхода в прямолинейном русле. – Изв. АН Каз. ССР. Сер. Энергетика. Алма-Ата, 1960, вып.2 (18).

УДК 628.113.1

Д.А.Козлов, В.Ф.Бубнов, канд. техн. наук,
доценты (БПИ)

ГИДРОМЕХАНИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ОЧЕРТАНИЯ ФИЛЬТРА

Для рыбозащиты и осветления воды при водозаборе широко применяются сетчатые фильтры, выполненные в виде плоской сетки, устанавливаемой под некоторым углом к потоку [1], или конической формы [2]. В последние годы разработан целый ряд новых рыбозащитных устройств, отличающихся в основном способом очистки фильтра. В связи с все расширяющимся строительством крупных водозаборов габариты фильтров увеличиваются: например, диаметры конических фильтров достигают $6 \div 10$ м, а длина плоских сеток $100 \div 200$ м.

Поэтому становится актуальной проблема оптимального, с гидравлической точки зрения, очертания фильтра. Применяемое в настоящее время прямолинейное очертание не обеспечивает постоянной скорости по длине фильтра, вследствие чего на отдельных участках рыба прижимается к сетке и травмируется, очистка поверхности затруднена, а другие участки фильтра, где скорость меньше расчетной, не обеспечивают заданную пропускную способность.

В.В.Петрашкевич применительно к разработанному им многосекционному рыбозаградителю [3] рассчитал оптимальное очертание фильтра исходя из уравнения движения жидкости с переменным расходом. Однако его результаты не применимы для других типов фильтров и, кроме того, решение содержит значительное количество коэффициентов, принимаемых достаточно произвольно.

В данной работе ставится цель получить гидромеханическое решение задачи оптимального очертания фильтра из условия постоянства скорости по его длине и результаты представить в виде, удобном для практического использования. Для получения решения применяются математические методы, основанные на конформных преобразованиях [4].

Схема течения представлена на рис. 1, а; l – длина, a – ширина фильтра BC или его половины (если A_1C – ось симметрии). Форма фильтра находится из условия постоянства скорости v_c по его поверхности.

Данному течению, происходящему в плоскости $z = x + iy$, соответствует в плоскости комплексного потенциала $W = \varphi + i\psi$ полуплоскость шириной q – удельный расход фильтра (рис. 1, б). Рассматривая область W как треугольник с вершиной A в бесконечности и углами $\alpha\pi$ при вершине C и $(1 - \alpha)\pi$ при вершине B , с помощью интеграла Шварца – Кристоффеля [5] находим функцию, реализующую отображение W на верхнюю полуплоскость вспомогательно-

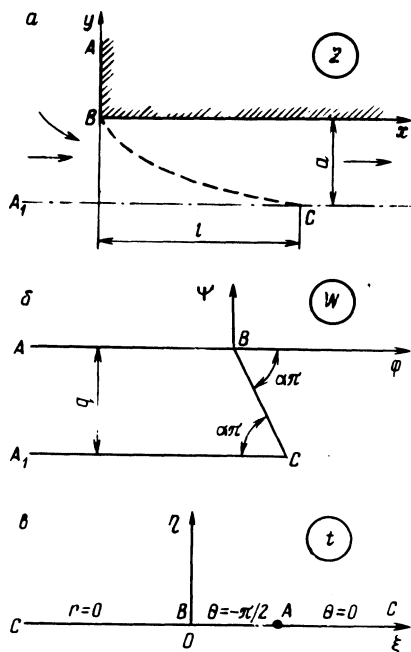


Рис. 1. Расчетные схемы: а – область течения через фильтр; б – область комплексного потенциала течения W ; в – вспомогательная область переменного t .

го переменного t (рис. 1, в):

$$W = \frac{q}{\pi} \int_0^t \frac{dt}{t^\alpha(t-1)} \quad (1)$$

Функция Н.Е.Жуковского $\omega = \ln \frac{1}{v_c} \cdot \frac{dW}{dz} = \ln \frac{v}{v_c} -$

$- i\theta$ (где θ – угол наклона вектора скорости v к оси Ox) находится после решения смешанной краевой задачи для верхней полуплоскости, $\text{Im}t > 0$ с помощью формулы Келдыша – Седова [5]:

$$\omega = -\frac{1}{2}\sqrt{t} \int_0^1 \frac{d\xi}{\sqrt{\xi}(\xi-t)} = \ln \frac{\sqrt{t-1}}{\sqrt{t+1}}. \quad (2)$$

При наличии функций (1) и (2) геометрические параметры, характеризующие течение в плоскости z , могут быть найдены из выражения

$$z = \frac{1}{v_c} \int e^{-\omega} \frac{dW}{dt} dt = \frac{q}{\pi v_c} \int e^{-\omega} \frac{dt}{(t-1)t^\alpha}. \quad (3)$$

Таблица 1. Оптимальные координаты фильтра $(\frac{x}{a}, \frac{y}{a})$

$\frac{y}{a} \backslash \frac{x}{a}$	-1,0	-0,5	0,0	0,5	1	1,5	2,0
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,05	-0,320	-0,140	-0,065	-0,030	-0,012	-0,005	0,003
0,10	-0,442	-0,220	-0,100	-0,040	-0,020	0,000	0,020
0,15	-0,527	-0,270	-0,125	-0,051	-0,010	0,020	0,040
0,20	-0,604	-0,323	-0,150	-0,051	-0,018	0,042	0,080
0,30	-0,715	-0,402	-0,175	-0,031	0,070	0,120	0,168
0,40	-0,820	-0,453	-0,187	0,000	0,140	0,222	0,289
0,50	-0,864	-0,489	-0,182	0,050	0,240	0,355	0,455
0,60	-0,917	-0,512	-0,160	0,122	0,382	0,560	0,740
0,70	-0,950	-0,521	-0,131	0,200	0,530	0,800	1,053
0,80	-0,975	-0,523	-0,095	0,290	0,680	1,030	1,370
0,90	-0,988	-0,516	-0,046	0,390	0,830	1,260	1,690
1,0	-1,000	-0,500	0,000	0,500	1,000	1,500	2,000

На поверхности фильтра ВС ($-\infty < t < 0$) скорость постоянна ($v = V_c$), и функция Н.Е. Жуковского принимает вид $\omega = -i\theta$, где

$$\theta = \arctg \sqrt{-t} - \frac{\pi}{2}, \quad (4)$$

а выражение (3)

$$z = x + iy = \frac{q}{v_c \pi} \int (\cos \theta + i \sin \theta) \frac{dt}{(t-1)t^\alpha}. \quad (5)$$

Интегрируя (5) на участке ВС и разделяя действительную и мнимую части, получим координаты фильтра

$$x = \frac{q}{v_c \pi} \left(\sin \alpha \pi \int_0^t A dt - \cos \alpha \pi \int_0^t B dt \right);$$

	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,010	0,015	0,017	0,020	0,022	0,024	0,026	0,027	0,027
0,025	0,030	0,036	0,040	0,043	0,050	0,053	0,055	0,055
0,050	0,060	0,075	0,082	0,086	0,091	0,100	0,110	0,110
0,092	0,110	0,125	0,150	0,157	0,160	0,170	0,180	0,180
0,198	0,226	0,255	0,305	0,034	0,380	0,400	0,420	0,420
0,345	0,390	0,477	0,600	0,071	0,830	0,900	0,990	0,990
0,565	0,670	0,830	1,095	1,299	1,560	1,630	1,825	1,825
0,905	1,091	1,400	1,705	1,990	2,310	2,440	2,680	2,680
1,290	1,550	1,915	2,268	2,610	3,000	3,220	3,520	3,520
1,690	2,025	2,440	2,846	3,250	3,690	4,000	4,285	4,285
2,085	2,500	2,970	3,430	3,900	4,385	4,750	5,210	5,210
2,500	3,000	3,500	4,000	4,500	5,000	5,500	6,000	6,000

$$y = \frac{q}{v_c \pi} \left(\cos \alpha \pi \int_0^t A dt + \sin \alpha \pi \int_0^t B dt \right); \quad (6)$$

где

$$A = \frac{1}{(1-t)^{3/2} (-t)^\alpha};$$

$$B = \frac{1}{(1-t)^{3/2} (-t)^{\alpha-1/2}};$$

Длина и ширина фильтра находятся из (6):

$$l = \frac{q}{v_c \pi} \left(\sin \alpha \pi \int_0^{-\infty} A dt - \cos \alpha \pi \int_0^{-\infty} B dt \right); \quad (7)$$

$$a = \frac{q}{v_c \pi} \left(\cos \alpha \pi \int_0^{-\infty} A dt + \sin \alpha \pi \int_0^{-\infty} B dt \right).$$

В решение вошел параметр α , задавшись которым, по формулам (7) вычисляется соответствующая ему относительная длина фильтра $\frac{1}{a}$, а по формулам (6) и оптимальное очертание. Причем, чем меньше относительная скорость на фильтре, тем больше следует назначать $\frac{1}{a}$. На ЭВМ ЕС-1020 выполнены расчеты, результаты которых приведены в табл. 1, где для l от $6a$ до $-a$ даны безразмерные координаты фильтра $\frac{x}{a}$ для различных $\frac{y}{a}$ (направление осей x и y принято, как на рис. 2).

По полученным данным на рис. 2 построено очертание фильтра ВС для $\frac{1}{a}$, равного 2; 1; 0; -0,5; -1. Анализ данных табл. 1 и рис. 2 показывает, что принятое в настоящее время линейное очертание фильтра весьма далеко от оптимальной, с гидравлической точки зрения, формы. В случае необходимости для простоты изготовления очертание фильтра может быть аппроксимировано тремя прямыми, вписанными в рекомендуемые координаты. Для случая, рассмотренного В.В.Петрашкевичем, результаты согласуются с приведенными в табл. 1.

Таким образом, рассмотрена краевая задача в оригинальной постановке, позволившей вычислить гидравлически оптимальную

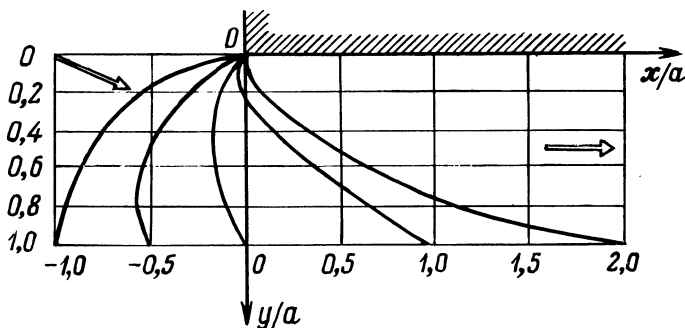


Рис. 2. Оптимальные очертания фильтра.

форму фильтра, и результаты представить в виде, удобном для практического использования.

Л и т е р а т у р а

1. Цыпляев А.С. Рыбозащитные сетчатые установки с рыбоотводом. — М., 1973.
2. Химицкий К.Ф. Новая водоочистная сетка. — Водоснабжение и санитарная техника, 1965, № 8.
3. Петрашкевич В.В. Конический многосекционный рыбозаградитель. — Рыбное хозяйство, 1976, №10, с.23–25.
4. Гуревич М.И. Теория струй идеальной жидкости. — М., 1961.
5. Лаврентьев М.А., Шабат Б.В. Методы теории функций комплексного переменного. — М., 1965.

УДК 532.537:626.17

В.К.Свиштунов, канд. техн. наук, доц. (БПИ)

ДЕФОРМАЦИЯ ОТКОСА МЕЛИОРАТИВНЫХ КАНАЛОВ ПРИ ВЫКЛИНИВАНИИ ГРУНТОВЫХ ВОД

Наибольшей деформации подвергаются откосы мелиоративных каналов в пределах зоны выклинивания грунтовых вод. Особенно неустойчивы сложенные слабосвязными и несвязными грунтами. В этой зоне идет процесс переформирования откоса. Часть грунтовой массы уносится к подошве откоса, уполаживая его. В отдельных случаях в верхней зоне выклинивания он оползает отдельными глыбами. Граница оползня не постоянна и по мере насыщения грунта водой перемещается вверх по откосу. При установившейся высоте выклинивания процесс деформации откоса не бесконечен, на определенной стадии он стабилизируется.

Для выяснения длительности процесса деформации и стабилизации его во времени были проведены исследования на крупномасштабных моделях откоса в грунтовом лотке (размеры лотка: длина – 8 м, ширина – 1 м, высота – 2,2 м). Опыты проводили с мелкозернистым песком (объемная масса $\gamma_r = 1,51 \text{ г/см}^3$, плотность $\gamma = 2,65 \text{ г/см}^3$, структурное сцепление $C = 0,004 \text{ г/см}^2$, коэффициент неоднородности $\eta_r = 1,7$, коэффициент фильтрации $K_f = 2 - 7 \text{ м/сутки}$, коэффициент внутреннего трения грунта $\phi_f = 0,532$, $d_{10} = 0,45 \text{ см}$, $d_{\text{ср.взв}} = 0,036 \text{ см}$).

Проанализируем процесс деформации во времени. Выклинивающаяся через откос грунтовая вода сначала стекала сплошным слоем по откосу, примерно равным среднему диаметру частиц грунта. Но это наблюдалось до определенных высот выклинивания при соответствующей крутизне откоса m . Некоторые исследователи [1, 2] указывают, что поток течет равномерным слоем при высотах выклинивания $h_B = 5 - 15 \text{ см}$ в условиях ламинарного и турбулентного режимов. Но при этом не указываются грунты, заложение откосов и длительность выклинивания грунтовых вод. В действительности откос может оказаться в неустойчивом положении при высоте выклинивания, например, $h_B = 10 \text{ см}$ в мелкозернистых грунтах при заложении откоса круче, чем $\frac{2,2}{f}$, и наоборот, откос может быть устойчив при тех же величинах h и m в среднезернистых грунтах. При длительном же выклинивании на той же высоте, может произойти концентрация потока в ручейки, которые приведут к переформированию откоса в его нижней части. Поэтому фактор времени, в течение которого откос подвергается воздействию грунтового и поверхностного потоков, является важным критерием при оценке степени деформируемости откоса.

На наш взгляд, к креплению канала и его зон надо подходить дифференцированно. В некоторых случаях знание допустимых пределов деформации, соответствующих заранее заданной величине, даст возможность ограничиться в средней и верхней зонах откосов более легким креплением (одерновка, посев трав, пригрузка) и тем самым обеспечить устойчивость откосов. Исследования характера деформации на любой стадии выклинивания на физических моделях откоса в натуральную величину, как представляется нам, дают более полную картину количественного переноса грунтовых масс в результате рассмотрения отдельных зон и анализа деформаций на протяжении 4 – 5 м по длине откоса.

Таблица 1. Слой и скорость стекающего по откосу потока

Показатели	Зоны откоса		
	верхняя	средняя	нижняя
Расстояние от бака L , м	4,4	5,0 - 6,0	6,5
Слой стока h , мм	1,5 - 2,0	2,5	2,5 - 3,0
Скорость потока v , м/с	0,15	0,32	0,41

Изучение роли отдельных казуальных воздействий и факторов, обуславливающих то или иное явление, позволит шире раскрыть физическую картину процесса, даст возможность прогнозировать величины деформаций, наметить рациональные типы крепления по зонам откоса.

Деформацию откосов при высачивании грунтовых вод можно условно сравнить с эрозией почв при склоновом стоке с поверхности со слабой или вообще отсутствующей инфильтрационной способностью почвенного покрова. Рассмотрим, каким образом идет разрушение откоса. Слой и скорость течения выклинивающегося потока растут к подножию откоса. Так, на откосе с коэффициентом заложения, равным 5, наблюдались величины слоя стока и скорости потока по зонам откоса, находящимся на разном расстоянии от источника питания, представленные в табл. 1.

Когда силовое воздействие на частицы превышает сопротивляемость их размыву (внутреннее трение f , сцепление C_c и масса G), начинается деформация откоса. Лобовое и подъемное усилия потока заставляют частицу вибрировать, а при превышении активных сил над пассивными - перемещаться вниз или отлагаться по пути в зависимости от массы частицы. Можно выделить условно следующие стадии развития эрозии поверхности откоса:

1. Высачивание грунтового потока без сноса частиц грунта, когда высота высачивания $h_v < h_{v, доп}$ для данного грунта.

2. Склоновый сток, когда глубина слоя потока не больше расчетного диаметра частиц грунта (размыва, эрозии не происходит).

3. Слой стока достигает размеров бóльших, чем расчетный

диаметр частиц грунта откоса, и начинается нарушение предельного равновесия грунта (начало образования ручейков).

4. Углубление ручейков, образование промоин-ложбинок, уширение ручейков за счет подмыва бережков.

5. Образование в русле ручейков естественной отмостки.

6. Затухание поверхностной эрозии вверх по откосу.

7. Стабилизация формы ручьев, промоин (прекращение ложбинообразования).

Рассмотрим каждую стадию в отдельности и попытаемся сделать анализ физики явления для конкретного коэффициента заложения откоса.

А. Модели откосов с крутизной $\frac{2,2}{f}$.

На первой стадии грунтовый поток высачивался на небольшой высоте, так как шло насыщение приоткосной зоны водой и подъем уровней в пьезометрах наблюдался около 0,13 см/мин.

Насыщение начали в 10 ч, а к 11 ч 35 мин высачивание наблюдалось на расстоянии от бака 4,18 м. Сноса не наблюдалось, так как высота высачивания $h^B = 10 - 12$ см не превышала допустимую для данного грунта ($h^B_{\text{доп}} = 17,2$ см).

На второй стадии развития деформации откоса имел место плавный сток высачивающейся воды. К 12 ч высота высачивания достигла 12 - 15 см.

На третьей стадии эрозии ($t = 12$ ч 17 мин) поток начал образовывать ручейки сначала у правой стенки лотка, а затем у левой. У подошвы откоса наметился снос мелких песчинок. Высачивание наблюдалось на расстоянии 4 м от бака, снос начался несколько ниже.

На четвертой стадии, с подъемом высоты высачивания вверх по откосу поверхностный поток приобрел энергию и процесс размыва пошел уже более интенсивно. Слой стекающей воды превосходил диаметр частиц, находящихся на поверхности откоса. Вода начала углублять образовавшиеся ручейки. К 16 ч 45 мин на расстоянии 3,7 м от бака было замечено значительное оплывание откоса (шириной 20 см).

В течение 24 ч высачивания вода еще больше разработала русла (пути стока) и образовала промоины-ложбинки шириной 18 - 20 см и глубиной 2 - 3 см.

На вторые сутки высачивания ручейки прорезали откос по длине его до 4,6 м. Ниже снесенный песок расплывался, образуя наносы (наплывы). Как только образовались глубокие ручейки, перестал идти снос частиц грунта по всей ширине откоса. Снос шел только по промоинам-ложбинам, где наблю-

дался сконцентрированный сток. Откос как бы подсушивался этими ручейками, которые понижали кривую депрессии в межложбинном пространстве.

Пятая стадия. На третьи сутки высачивания в образовавшихся овражках начала формироваться обратная отмостка (самоотмостка), которая была представлена в основном крупными частицами грунта (песка), а также агрегатами, склеенными глинистыми частицами, и кусочками органики (торфа). В этот период заметного сноса не наблюдалось, хотя вода в ручейках двигалась. На четвертые сутки в верхней зоне высачивания откос был влажным. Ниже по откосу, примерно от начала формирования ручейков, происходило постепенное подсушивание откоса, и в местах, где ручейки углубились, имело место снижение кривой депрессии и, как следствие, — верхний слой откоса подсушивался.

Шестая стадия развития деформации откоса характеризовалась затуханием эрозии вверх по нему в результате образовавшейся защитной самоотмостки. Наступило равновесие между размывающим действием стекающего потока и сопротивлением грунта размыву.

На седьмой стадии, последней в фазах развития эрозии поверхности откоса, процессы ложбинообразования прекращались. Сноса частиц визуально не наблюдалось. Деформированный откос находился в стабильном положении, хотя по-прежнему высачивание грунтового потока происходило на той же высоте ($h = 60$ см). Ширина ручьев достигала 23 — 32 см, глубина $3 - 4$ см (рис. 1). Площадь деформации ручьев для $m = 5$, по данным планиметрирования, составила $0,343 \text{ м}^2$, что равно 23% от общей площади откоса в пределах деформированных участков. Объем снесенных частиц у подошвы откоса был равен $0,013 \text{ м}^3$. О характере деформации и ее стабилизации можно судить по показателю поверхностной эрозии $\chi = \frac{V}{b}$ (где V — ширина лотка, b — ширина ручьев) (рис. 2).

Б. Модель откоса с крутизной $< \frac{2,2}{f}$.

Характер деформации откоса, сформированного круче, чем $m = 3,6$, несколько отличается от ранее проанализированной деформации с $m = 4$ и 5. Сначала можно было выделить 1-, 2-, 3-ю стадии эрозии поверхности откоса при подъеме уровня грунтовых вод (при насыщении тела откоса в течение первых суток). Затем при подъеме уровня воды в баке началось интенсивное насыщение приоткосной зоны. На вторые сутки к

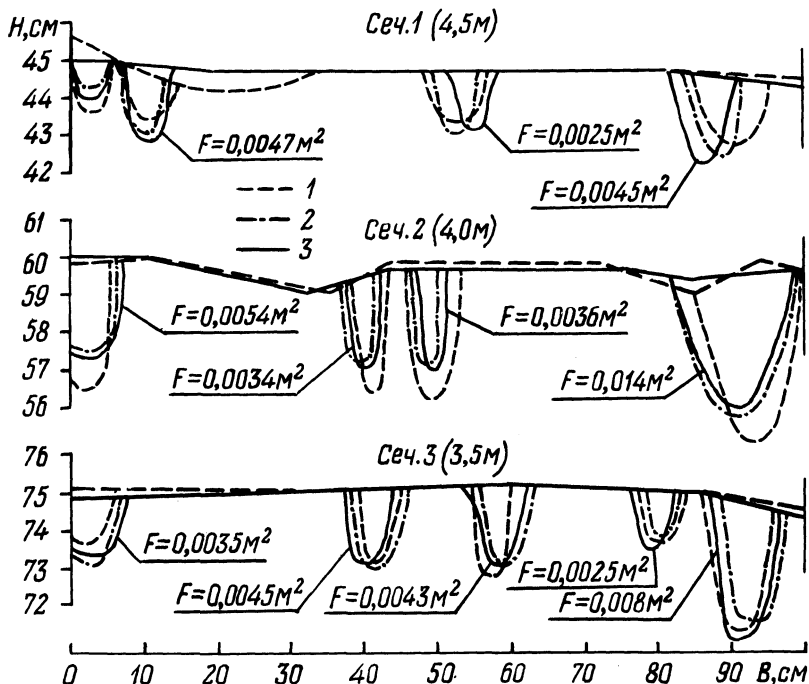


Рис. 1. Характер глубинной эрозии откоса $m = 5$:
 1 - 3.V; 2 - 12.V; 3 - 16.V (стабилизация откоса); F - площадь ручейков.

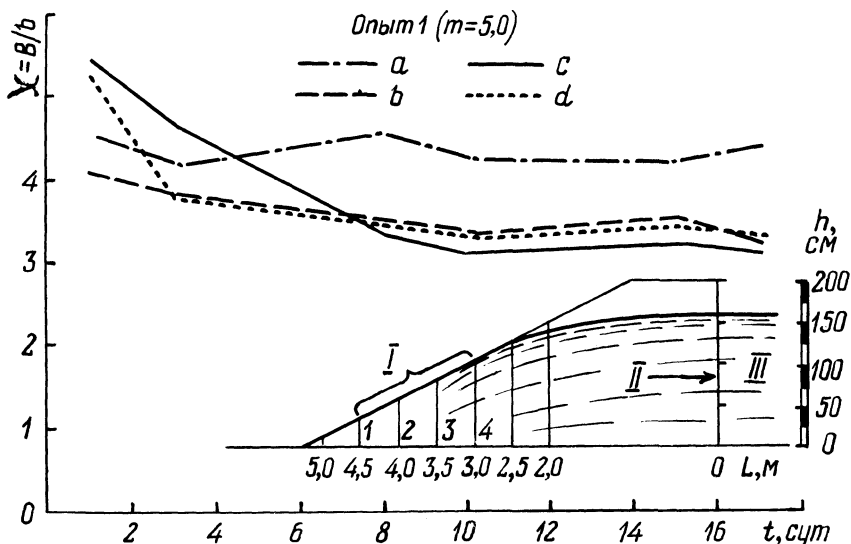


Рис. 2. Изменение показателя поверхностной деформации откоса, L (расстояние от напорного бака) - 4,5 м (а), 4,0 (в), 3,5 (с), 3,0 м (d); I - опытные сечения; II - перфорированная стенка; III - напорный бак

12 ч (через 28 ч от начала опыта) откос на удалении 2,7 м от бока пополз целым отсеком. Высота высачивания при этом достигла 30 см, вызвав выпучивание нижележащего грунта в месте установки пьезометра №12 (3,5 м от напорного бака). Оползание по ширине распространилось от 36 до 90 см. Слева и справа от стенок образовались ручейки шириной 2 – 11 см глубиной 0,3 – 1 см. Ниже 3,5 м по откосу происходил снос частиц, а от 4 м и ниже происходил наплыв грунта. Выше контура оплывания откос в основном не подвергся эрозии: ручейки сформировались ниже контура оплывания.

На третьи сутки при высоте высачивания 61 см в ручьях появилась отмостка, но снос песчинок по канавам продолжался с отложением их у подошвы откоса. Контур зоны обрушения находился на расстоянии 2,6 м от напорного бака.

Следует отметить, что в процессе деформации откоса при высачиваемом грунтовом потоке ручейки изменяют свою форму и направление движения, т.е. меандрируют. Промоины-ложбины то уширяются за счет подмыва бережков, то изменяют свой базис эрозии. Поток ищет более слабые места в грунте откоса, т.е. пути наименьшего сопротивления размыву. Во всех опытах с различными коэффициентами заложения откоса наблюдалась картина меандрирования ручейков, изображенная на рис. 3.

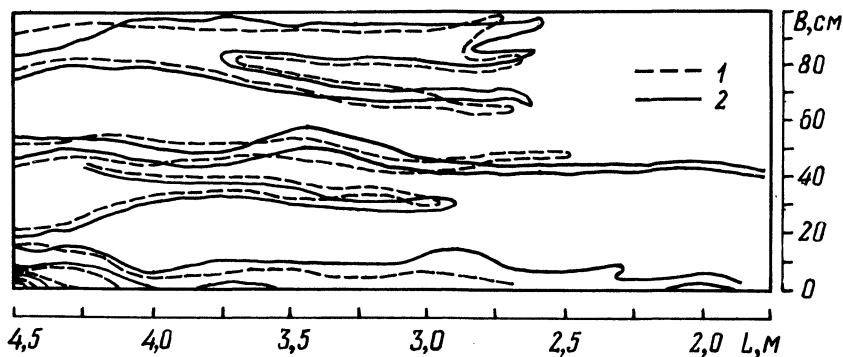


Рис. 3. Плановая деформация откоса $m = 5$:
1 – 3. V; 2 – 16. V (стабилизировавшаяся конфигурация ручьев).

На четвертые и пятые сутки наблюдений за деформируемостью откоса обрушение начало перемещаться вверх, и его верхний контур был на расстоянии 2,5 м от бака. В нижней зоне происходил наплыв продуктов сноса.

В ручьях образовалась значительная отстойка, поэтому движение воды в них было еле заметно. В зоне от 3,4 м до 3,9 м буртики, образовавшиеся в результате давления оплывших вышерасположенных участков откоса, были подсушены канавками. Контур наплыва в нижней зоне откоса достиг 4,9 м (начало наплыва сформировалось на расстоянии 4 м от напорного бака).

На восемнадцатые сутки в основном наступила стабилизация деформаций откоса. В канавках с отстойкой были видны железистые отложения. Движения воды по канавкам визуально не наблюдалось. Верхний контур обрушения, достигший 1,98 м, не изменял уже своей конфигурации.

Таким образом, можно сделать следующие выводы: 1. При анализе деформации во времени надо рассматривать распределенные зоны по высоте откоса, так как в них наблюдаются разные картины разрушения откоса, а это требует разной капитальности крепления.

2. Расход стекающих по откосу вод возрастает от точки высачивания к урезу воды только в начальный момент высачивания до образования ручейков. Ручейки же определенной глубины (до 2 – 3 см) осушают среднюю часть откоса и картина стока меняется.

Л и т е р а т у р а

1. Шестаков В.М., Кузнецова Н.А. Фильтрационная устойчивость песчаных откосов. – Тр. ин-та ВНИИВОДГЕО, 1958. 2. Покровский Г.И. К расчету устойчивости грунтов на откосе. – Гидротехническое строительство, 1955, № 4.

УДК 624.131.37

Г.В.Мишурова, канд. техн. наук
(БелНИИМиВХ)

ИССЛЕДОВАНИЕ СТРУКТУРЫ КОНТАКТА СУПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ И ФИЛЬТРОВ

Формирование структуры контакта различных грунтов при определенных начальных условиях влияет на фильтрационные деформации, происходящие в контактной зоне, а следовательно, и на фильтрационную прочность контакта.

Формирование структуры у контакта изучалось экспериментально для двух видов супесей Белорусского Полесья, ха-

Таблица 1, Зерновые составы исследованных супесей

$d, \text{мм}$	0,005	0,005- 0,01	0,01- 0,05	0,05- 0,1	0,1- 0,25	0,25- 0,5	0,5
Р, %							
Супесь 1	9	7	54	18,5	4	3,5	3,5
Супесь 2	6	4	26	54	8	2	-

характеристики которых приведены в табл. 1 и 2; крупность гравийного фильтра в опытах равнялась $5 \div 10$ мм.

В разъемный по вертикальной плоскости цилиндр диаметром 60 мм помещали супесчаный грунт с характеристиками, соответствующими требованиям СНиП [1]. Сверху на слой супеси укладывался фильтр. Затем образец подвергали действию нагрузки от 0,05 до 20 кгс/см². Для первой супеси были проведены опыты с сухим состоянием контакта и с замачиванием контакта под нагрузкой, для второй супеси – только с замачиванием контакта.

Затухание осадки образца в опытах без замачивания контакта происходило в течение 10 – 15 мин, а в опытах с замачиванием – за 40 – 60 мин. После затухания осадки с образца снимали нагрузку, аккуратно удаляли с поверхности супеси частицы фильтра и в таком виде высушивали. В опытах с замачиванием сначала сливали воду, а частицы фильтра удаляли с поверхности образца лишь после некоторого подсушивания супеси, чтобы не нарушалась (не оплывала) граница между свободной поверхностью супеси и той ее частью, которая находилась в контакте с фильтром.

Измерение площади поверхности образца, открытой для фильтрационного потока, производили следующим образом. Предварительно образцы для получения контрастной картины окрашивали – обводили синей тушью контуры вдавлений от частиц фильтра (в опытах без воды) или окрашивали всю оставшуюся свободной поверхность образца (в опытах с водой). Подготовленные образцы снимали на цветную обратимую пленку (рис.1).

С цветных слайдов через фотоувеличитель переснимали на обычную бумагу увеличенную (до 200 мм в диаметре) копию образца с картиной распределения искомых площадей. Затем участки, соответствующие свободной поверхности образца, вырезали и взвешивали на аналитических весах (ошибка взвешивания 0,0001 г). Взвешивали также и оставшуюся часть бумажной проекции образца. По соотношению весов различных

Таблица 2. Основные характеристики супесей в опытах

Вид грунта	Плотность γ'_c , г/см ³	Границы, %		Число пластичности W_p	Максимальная молекулярная влагоемкость W_M , %	Характеристики в опытах		
		текущей W_t	раскатывания, W_p			$\gamma'_{ск}$, г/см ³	W %	G
Су-1 песь	2,68	21	17	4	11,2	1,67	15,7	0,7
Су-2 песь	2,69	20	17	3	9,7	1,73	14,8	0,71

Таблица 3. Результаты определения свободных площадей образцов супесей для описанной выше серии экспериментов

Вид грунта	Свободная поверхность образца, %	Нагрузка P , кгс/см ²							
		0,05	0,25	0,5	1	3	5	10	20
Су-1 песь	S	-	76,4	78,0	62,9	-	62,6	52,6	40,2
	S	-	78,9	-	82,3	-	-	-	-
	S^I	25,6	23,1	17,8	18,2	-	12,6	9,6	7,7
Су-2 песь	S^I	22,7	-	19,1	15,5	12,0	10,6	-	-

Примечание. S - свободная площадь образца в опытах с сухим состоянием контакта; S^I - то же при замачивании

участков определяли процент площади образца, свободной от контакта с частицами фильтра, и, следовательно, доступной для фильтрационного потока, идущего по его порам.

Опыты показали, что при замачивании контакта супеси и фильтра даже при незначительной нагрузке происходит дополнительное вдавливание фильтра в грунт, что приводит к уменьшению как свободной поверхности защищаемого грунта, так и размера пор фильтра в зоне контакта (табл. 3).

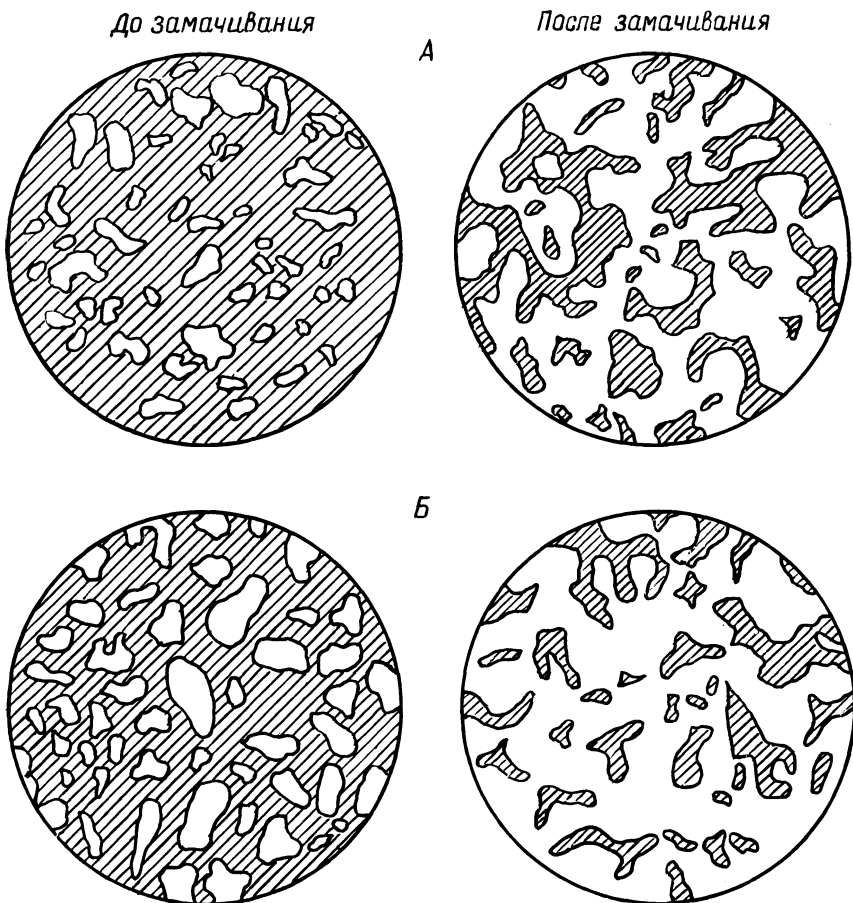


Рис. 1. Вид контакта супеси и фильтра при нагрузке:
 А - 0,25; Б - 10 кгс/см² (свободная для доступа воды поверхность образца заштрихована).

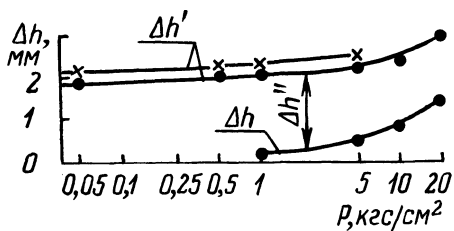


Рис. 2. Зависимость глубины проникания фильтра в супесчаный грунт от величины действующей нагрузки:
 • - супесь 1; x - супесь 2.

Данные табл. 3 показывают, что даже при минимальной нагрузке на контакте для фильтрационного потока открыто всего лишь 22,7 – 25,6% площади всего контакта. Кроме того, в плоскости самого контакта движение воды происходит путем перетока и обтекания частиц фильтра на различных расстояниях от плоскости контакта. Это объясняется тем, что прямых сквозных фильтрационных путей в порах фильтра нет, линии тока имеют весьма сложную форму, и длина их значительно превышает длину среднего пути фильтрации. Следовательно, за счет увеличения пути фильтрации возрастают силы трения и соответственно увеличивается сопротивление контакта продольному размыву.

Для обеих исследованных супесей долю свободной поверхности контакта при совместном воздействии нагрузки и воды можно определить по следующей эмпирической зависимости:

$$S^I = 27 - 81g 20P.$$

Кроме площади свободной поверхности, для каждого образца определяли глубину вдавливания частиц фильтра в супесчаный грунт Δh . Измерение проводили с помощью штангенциркуля, определяя Δh как среднюю величину из 20 замеров. Результаты определения глубины вдавливания приведены на рис. 2, где Δh – глубина вдавливания только от действия нагрузки, Δh^I – то же от совместного воздействия на контакт нагрузки и воды, Δh^{II} – глубина вдавливания, происходящего только за счет действия на контакт воды.

Как видно из рис. 2, глубина проникания фильтра при действии только нагрузки (без воды) увеличивается от 0,3 до 1,5 мм при соответственном увеличении нагрузки от 1 до 20 кгс/см². При замачивании же контакта даже при самой малой нагрузке глубина проникания достигает 2 мм. Дополнительное проникание фильтра в супесь при замачивании контакта приводит к уменьшению расчетного диаметра пор фильтра на контакте, по которому будет в дальнейшем проходить продольный фильтрационный поток, и, следовательно, к повышению фильтрационной прочности контактной зоны в условиях размыва.

Обозначим расчетный диаметр пор фильтра на контакте с учетом вдавливания $(D_{60}^0)_k$. Анализируя графически структуру контакта, получаем, что при величине проникания $\Delta h^I = 2$ мм расчетный диаметр пор фильтра крупностью (5–10) мм на контакте его с супесчаным грунтом будет равен $(D_{60}^0)_k = 0,55$ мм, тогда как средний диаметр пор в толще этого

фильтра D_{60}^0 равен 2,47 мм. Это означает, что на контакте с супесью размер пор фильтра будет примерно в 4,5 раза меньше, чем в его толще. Аналогичным образом получаем: для фильтра крупностью (7 - 10) мм - $D_{60}^0 = 3,48$ мм, $(D_{60}^0)_к = 0,9$ мм, $D_{60}^0 / (D_{60}^0)_к = 3,86$; для фильтра (5 - 7) мм - соответственно 2,1 мм, 0,42 мм, 5; для фильтра (3 - 5) мм - соответственно 1,43 мм, 0,22 мм, 5,7. Чем меньше крупность фильтра, тем сильнее сказывается влияние просадки образца при замачивании на уменьшении диаметра пор в зоне контакта. Для мелких фильтров на контакте образуется переходный слой, состоящий из полностью погруженного в защищаемый грунт фильтра. Фильтрационная прочность такого слоя значительно выше, чем у частично защищенного контакта.

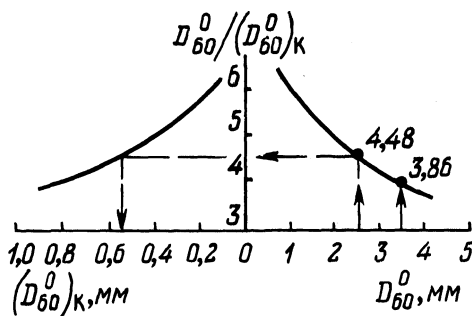


Рис. 3. Определение расчетного диаметра пор фильтра на контакте с супесчаным грунтом.

Результаты исследований позволили предложить графическую зависимость расчетного диаметра пор фильтра на контакте с супесями от величины среднего диаметра его пор (рис. 3). Полученная зависимость использована при оценке фильтрационной прочности супесчаных грунтов в условиях контактного размыва [2].

Л и т е р а т у р а

1. СНиП II-И. 4-62. Плотины земляные насыпные. Нормы проектирования. - М., 1962.
2. Рекомендации по расчету обратных фильтров плотин из грунтовых материалов с глинистыми противофильтрационными устройствами и однородных плотин из супесчаных грунтов с $W_{II} = 3 - 5$. - М., 1977.

А.И.Алтунин, доц., С.В.Валицкий, и.о. доц. (БПИ)

К ВОПРОСУ ОБЕСПЕЧЕНИЯ БАЛАНСА СТРУКТУР
ТРУДОЕМКОСТИ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ПРОГРАММ И
РЕСУРСОВ

Известно, что строительные организации, и в частности передвижные механизированные колонны (ПМК) республики ведут гидромелиоративное строительство на многочисленных объектах с радиусом обслуживания до 50 – 100 км. Основную массу составляют объекты переустройства осушительных систем (70 – 75%) с площадью осушения 300 – 1000 га и сроком строительства 12 – 30 месяцев. Затем идут объекты с открытой сетью, торфоучастки, рыбхозы, водохранилища, пруды, регулирование водоприемников и т.д. Все объекты характеризуются большой неравномерностью распределения объемов гидромелиоративных работ как по видам, так и по удельным объемам, а мелиорируемые площади – мелкоконтурностью посевных площадей, высокой степенью занятости их сельхозугодьями (до 60%) и несовпадением дренажных контуров с контурами полей сельскохозяйственных культур.

Как правило, в титульные списки годовой программы ПМК могут входить любые из перечисленных объектов, в любом сочетании и с самой различной производственной ситуацией. Все это вместе взятое и определяет структуру производственной программы, реализация которой связана со значительными трудностями календарного планирования.

ПМК являются постоянно действующими строительными организациями. Жесткая закрепленность за ними строительных машин, рабочей силы, транспортных средств обусловлена значительной территориальной разбросанностью объектов.

В организационном отношении ежегодно объекты строительства с различной структурой работ и их трудоемкостью на годовую программу и техника под нее распределяются по производственным участкам, количество которых устанавливается в зависимости от мощности ПМК и территориальной разобщенности объектов.

Сводный календарный план на годовую программу ПМК эффективен в том случае, когда в нем распланировано движение всех механизмов и бригад строго в соответствии с технологией производства работ объектов с равномерной их загрузкой при ми-

нимуме перебросок этих ресурсов с объекта на объект внутри производственных участков и между ними с учетом требований сельскохозяйственного производства. В целом трудности реализации проблемы календарного планирования состоят в следующем:

1. Несоответствие существующих организационно-технологических моделей реальным производственным условиям.
2. Высокая трудоемкость подготовки исходных данных.

На наш взгляд, наиболее перспективным при решении задачи календарного планирования является расчленение исходной задачи на отдельные, более узкие посредством формирования производственных программ, сбалансированных с имеющимися мощностями по схеме объект - участок - ПМК. Известный алгоритм сбалансированности структуры производственной программы объекта, участка или ПМК в целом и наличных ресурсов типа мощности состоит из обеспечения непрерывной и пропорциональной их загрузки на определенный интервал времени, одинаковый для выполнения всех видов работ. Таким интервалом принят один год.

Условие пропорциональной загрузки специализированных потоков по видам работ имеет следующий вид:

$$\frac{W_1^1}{N_1^1} = \frac{W_2^2}{N_2^2} = \dots = \frac{W_j^k}{N_j^k}, \quad (1)$$

где W_j^k - суммарная трудоемкость объемов работ по k -му специализированному потоку в строительно-мелиоративной организации или на участке; N_j^k - число рабочих или механизмов k -го специализированного потока в j -ом СУ; $\frac{W_j^k}{N_j^k}$ - время выполнения объемов работ рабочими или механизмами N_j k -го специализированного потока j -го СУ.

Вполне очевидно, что трудоемкость подготовки исходных данных на одном объекте меньше, чем на участке, а на участке меньше, чем в ПМК. Это с одной стороны. С другой - не на всяком объекте можно организовать специализированные потоки: например, по сводке древеснокустарниковой растительности, дренированию площадей и обороту пласта, строительству каналов и сооружений - нельзя из-за незначительности объемов этих видов работ.

Условимся под потоком понимать достаточность объемов тех или иных видов работ для выполнения их бригадами, звеньями или экипажами в течение года в объеме годовой программы участка. Оптимизация решения задачи сбалансированности структуры трудоемкости производственной программы и ресурсов на уровне производственных участков на первом этапе планирования, как бы предполагает два этапа: 1) обеспечение баланса структуры трудоемкости производственных программ и ресурсов (удовлетворительное планирование) и 2) составление календарного плана по использованию сбалансированных ресурсов по видам работ с равномерной их загрузкой во времени в течение года (оптимальное планирование).

Известная математическая модель задачи первого этапа сформулирована следующим образом. В состав ПМК входит m производственных (строительных) участков (СУ), каждый из которых имеет l видов специализированных потоков. Программа ПМК включает n объектов. В j -ом СУ по k -му потоку имеется N_j^k рабочих (механизмов); i -й объект требует по k -му потоку T_i^k трудозатрат (чел. - дней, машино - смен).

Исходя из этих данных, построена матрица программы ПМК:

СУ \ Объект	1	2	...	j	...	m
1	$t_{11}^1, t_{11}^k, t_{11}^l$					
2		$t_{22}^1, t_{22}^k, t_{22}^l$				
...			...			
i				$t_{ij}^1, t_{ij}^k, t_{ij}^l$		
...					...	
n						$t_{nm}^1, t_{nm}^k, t_{nm}^l$

В матрице по вертикали расположены номера объектов, а по горизонтали номера СУ, t_{ij}^k означает время в днях, которое требуется всем рабочим или механизмам k -го потока j -го СУ для выполнения плановых заданий потока на i -ом объекте, т.е.

$$t_{ij}^k = \frac{T_i^k}{N_j^k} \quad (2)$$

Введем mn неизвестных x_{ij} ,

$$\text{где } x_{ij} = \begin{cases} 1 - \text{если } i\text{-й объект закреплен за } j\text{-ым СУ,} \\ 0 - \text{если } i\text{-й объект не закреплен за } j\text{-ым СУ.} \end{cases}$$

Так как в гидромелиоративном строительстве в большинстве случаев объект можно закрепить только за одним ПМК,

$$\sum_{j=1}^m x_{ij} = 1 \quad (i = 1, 2 \dots n).$$

Если объекты закреплены за строительными участками по единому принципу, можно подсчитать следующие величины:

$$T_j^k = \sum_{i=1}^n t_{ij}^k x_{ij}; \quad j = 1, 2, \dots, m, \quad (3)$$

$$k = 1, 2, \dots, l,$$

где T_j^k - суммарное время работы всех рабочих или механизмов k -го потока j -го СУ на всех объектах, закрепленных за этим строительным участком.

Требуется определить и закрепить за СУ такие объекты (x_{ij}), при которых целевая функция обеспечения баланса структуры трудоемкости по видам работ и ресурсов на годовую программу

$$F = \max \sum t_{ij}^k x_{ij} \quad (4)$$

($j = 1, 2, 3, \dots, m, k = 1, 2, 3, \dots, l$) стремится к единице:

$$\frac{\sum t_{ij}^k x_{ij}}{T_{\text{год}}} \rightarrow 1. \quad (5)$$

В данном случае под $T_{\text{год}}$ в условиях гидромелиоративного строительства следует понимать данные о годовом режиме работы тех или иных механизмов, на основании которых в каждом ПМК необходимо составить так называемую ресурсную шкалу по месяцам и кварталам. После этого можно приступить ко второму этапу планирования – составлению календарного плана сбалансированных ресурсов по видам работ с оптимизацией показателя качества использования ресурсов при директивном (заданном) сроке строительства методом направленных или случайных сдвигов.

В гидромелиоративном строительстве территориальная разбросанность объектов ограничивает число вариантов или сочетаний объектов, закрепляемых за участками, но абсолютно не исключает возможности варьирования.

Дело в том, что мелиорируемые площади на каждом объекте, как уже было отмечено, имеют различную занятость сельскохозяйственными культурами. Это ограничивает возможности равномерного использования многоковшовых экскаваторов в течение летнего периода. Однако доказано, что правильным подбором (сочетанием) таких объектов с получением коэффициента свободных от посевов площадей с F_k в пределах $0,6 \div 0,7$ можно добиться равномерной загрузки многоковшовых экскаваторов в течение всего летнего сезона. Кроме подбора объектов, может быть осуществлен и рациональный набор работ для зимнего периода, например строительство каналов и дренирование площадей в глубоком торфянике и т.д.

Предлагаемая методика решения задачи календарного планирования с использованием ресурсных моделей будет способствовать рациональному распределению ресурсов по уровням планирования.

Л и т е р а т у р а

1. Алтунин А.И., Валицкий С.В., Шимко К.И. Совершенствование методов планирования и управления в гидромелиоративном строительстве. – Юбилейный сборник научных трудов. Минск, 1975. 2. Коростелев В.З. Диспетчерская система управления в мелиоративном строительстве. – Минск, 1978. 3. Курамшин Г.З., Комков В.Н. Задача пропорциональной загрузки общестроительного треста. – Мат-лы науч.-техн. конф. "Пути улучшения календарного планирования работы строительных организаций в условиях хозяйственной реформы." – Минск, 1973.

СО Д Е Р Ж А Н И Е

Азява Г.В. Комплексное использование водных ресурсов бассейна Западной Двины	3
Дрозд В.В. Восстановление годового стока по ограниченной информации	9
Филиппович И.М., Шехурдина Л.И. К расчету минимального среднемесячного стока рек БССР	15
Левкевич В.Е. Некоторые вопросы гидрологии водохранилищ ГЭС Белорусской ССР	22
Гатилло П.Д., Коблова Л.А., Никитина Л.И. Характеристики ледяного пороса водоемов для определения потерь воды на льдообразование в водохранилищах Белоруссии	27
Хавич В.А., Ногина Н.А. Методика построения расчетных схем формирования максимумов весеннего половодья в бассейнах рек при пресектировании инженерных систем защиты от наводнений	38
Казанли Е.А. К расчету интенсивности дождей при проектировании канализации	45
Гончаренок Б.М. Особенности формирования стока в условиях смешивающихся дождей	52
Старинский В.П. Принципы рационального потокораспределения в кольцевых водопроводных сетях	62
Лазарчик И.К. Зонирование хозяйственно-питьевых систем водоснабжения жилых зданий повышенной этажности	71
Минаев И.В. Стойностные характеристики элементов дренажа	76
Кунцевич Н.М. О конструкции регуляторов на открытых каналах осушительно-увлажнительных систем	84
Левкевич Е.М., Сурма Н.В. К вопросу распределения давлений на плиты креплений при различных режимах движения потока	88
Поваляев М.К. Исследование устойчивости сборного крепления отводящего русла за водовыпусками	91
Керницкий В.Д. Применение метода математического планирования эксперимента при исследовании сифонного водовыпуска с зарядной трубкой	99
Гатилло С.П., Филиппович И.В. Применение тонких водосливных стежков на трубчатых водосбросных сооружениях	105

Вопнярский И.П. К определению сжатой глубины в нижнем бьефе водосливов практического профиля	109
Васильченко Г.В. Расчет установившегося течения жидкости над шероховатостью	118
Коваленко Э.П. К построению планов течения плавно изменяющегося неустановившегося потока	125
Осипович А.А., Шнипов Ф.Д. Экспериментальные исследования распределения продольных осредненных скоростей в каналах трапецеидального сечения	135
Козлов Д.А., Бубнов В.Ф. Гидромеханический расчет очертания фильтра	140
Свистунов В.К. Деформация откоса мелиоративных каналов при выклинивании грунтовых вод	145
Мишурова Г.В. Исследование структуры контакта супесчаных грунтов и фильтров	152
Алтуниң А.И., Валицкий С.В. К вопросу обеспечения баланса структур трудоемкости производственных программ и ресурсов	158

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО И ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

Выпуск 11

Редактор А.С.Гликман, худож. редактор Ю.С.Сергачев, техн. редактор Л.И.Жук, мл. редактор Г.П.Понамарчук, корректор З.Б.Звонарева, оператор И.С.Жукова.

ИБ 1144

Подписано к печати 28.05.81. АТ 20515 Формат 60 х 90 1/16. Бумага офсет. Офсет. печать. Усл.-печ.л. 10,75. Усл.кр.-отт. 11,125 Уч.-изд. л. 9,83 Тираж 580 экз. Изд. №80-194. Зак. 6533. Цена 1 р. 50к.

Издательство "Вышэйшая школа" Государственного комитета БССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. 220048. Минск, проспект Машерова, 11.

Типография "Победа" Молодечно, ул.Тавлая, 11. Отпечатано с оригинал-макета, изготовленного в издательстве "Вышэйшая школа".

РЕФЕРАТЫ

УДК 626.80:556.18

Азява Г.В. Комплексное использование водных ресурсов бассейна Западной Двины. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1981, вып.11, с.3 – 9.

На примере "Схемы комплексного использования и охраны водных и земельных ресурсов бассейна р.Зап. Двина", составленной институтом "Белгипроводхоз", рассмотрены возможности дальнейшего хозяйственного развития региона и его водообеспечения с учетом комплексного использования и охраны водных ресурсов. Приведен водохозяйственный баланс бассейна на обозримую перспективу. – Табл. 1.

УДК 556.18

Дрозд В.В. Восстановление годового стока по ограниченной информации. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1981, вып.11, с.9 – 14.

Рассмотрены методы восстановления годового стока на основе регрессионного анализа с использованием информации по рекам-аналогам или данных о стокообразующих факторах. Показана эффективность предлагаемого метода аналогии в виде условного водосбора и восстановления стока по связи его с осадками за гидрологический год с 1 мая или 1 июня. – Табл. 2. Библиогр. 6.

УДК 556.16.167

Филиппович И.М., Шехурдина Л.И. К расчету минимального среднемесячного стока рек БССР. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1981, вып.11, с.15 – 21.

В статье определены параметры уравнений связи между нормой минимального среднемесячного стока и модулями различной обеспеченности нижней зоны кривой распределения для шести районов территории БССР. Кроме того, для некоторых районов найдены порайонные зависимости между среднемесячными расходами 95%-ной обеспеченности и площадью водо-

сбора. По норме и порайонным уравнениям можно определять среднемесячные модули стока обеспеченностью 75 – 99%, а по площади водосбора – минимальный среднемесячный расход 95%-ной обеспеченности для изученных и неизученных рек. – Ил.2. Табл. 2. Библиогр. 5.

УДК 627.8

Левкевич В.Е. Некоторые вопросы гидрологии водохранилищ ГЭС Белорусской ССР. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1981, вып.11, с.22 – 27.

Приводятся некоторые характеристики уровня, волнового и ледового режимов водохранилищ ГЭС. Рассматриваются особенности режимов и их влияние на процесс переработки берегов. – Ил. 2. Табл. 1. Библиогр. 6.

УДК 556.555.5+627.81

Гатилло П.Д., Коблова Л.А., Никитина А.И. Характеристики ледяного покрова водоемов для определения потерь воды на льдообразование в водохранилищах Белоруссии. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1981, вып. 11, с.27 – 38.

В работе анализируются факторы, влияющие на величину потерь воды на льдообразование. Определены параметры кривых обеспеченности максимальной толщины льда в озерах и водохранилищах и особенности их распределения по территории Белоруссии. Установлен характер связей между толщиной льда и зимним стоком рек, толщиной льда и зимними осадками. Исследованы предложенные показатели режима нарастания толщины льда.

Рекомендована методика определения потерь на льдообразование в маловодные годы расчетной обеспеченности с учетом влияния зимних осадков и испарения с поверхности снега на основе исходных данных, установленных в работе и содержащихся в уже опубликованных материалах. – Ил. 2. Табл. 4. Библиогр. 10.

УДК 556.166

Хавич В.А., Ногина Н.А. Методика построения расчетных схем формирования максимумов весеннего половодья в бассейнах рек при проектировании инженерных систем защиты от на-

воднений. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1981, вып. 11, с.38 – 45.

Излагается методика определения расчетного сочетания максимальных расходов весеннего половодья в створах основной реки и боковой приточности на основе использования регрессионного анализа. Применение методики иллюстрируется на примере бассейна р.Припять. – Ил.1. Табл. 4. Библиогр. 3.

УДК 628.221

Казанли Е.А. К расчету интенсивности дождей при проектировании канализации. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1981, вып.11, с.45 – 51.

Разработан метод определения параметра n и на этой основе уточнения средней максимальной интенсивности дождей в пунктах, где не ведутся наблюдения с помощью самопишущих дождемеров. Разработан прием определения интенсивности часто повторяющихся дождей при периоде однократного превышения расчетной интенсивности $p < 0,33$. – Табл. 4. Библиогр. 6.

УДК 628.111

Гончаронак Б.М. Особенности формирования стока в условиях смешивающихся дождей. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1981, вып.11, с.52 – 62.

Отмечается ограниченность существующих теорий и методов расчета дождевого стока, основанных на допущении: изменение фаз дождя происходит одновременно на всей орошаемой дождем территории. Показано, что такие характеристики, как расход воды в замыкающем створе водосбора и критическое время, в значительной мере зависят от направления и скорости смещения дождя. Получены зависимости, устанавливающие связь между направлением и скоростью смещения дождя относительно направления стекания воды на водосборе с величиной активной части водосбора, а также с критическим временем. – Ил. 1. Библиогр. 12.

УДК 628.143.001.2

Старинский В.П. Принципы рационального потокораспределения в кольцевых водопроводных сетях. – Водное хозяй-

ство и гидротехническое строительство, 1981, вып. 11, с. 62 - 71.

Рассматривается технико-экономическая модель водопроводной сети в функции от параметров ее потокораспределения. Показывается, что оптимизация потокораспределения в сети должна базироваться на принципе концентрации расходов воды по главнейшим и кратчайшим направлениям ее передачи от точек питания к потребителям с одновременным учетом надежности водообеспечения потребителей. Рекомендуются метод расчета рационального потокораспределения в кольцевых водопроводных сетях с использованием коэффициентов распределения воды по отводящим линиям их узлов. - Ил.2. Табл. 1. Библиогр. 5.

УДК 628.17

Лазарчик И.К. Зонирование хозяйственно-питьевых систем водоснабжения жилых зданий повышенной этажности. - Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1981, вып. 11, с. 71 - 76.

Дается описание вывода математических выражений отдельных элементов зонной системы водоснабжения жилого дома повышенной этажности и экономический анализ приведенных затрат по внутренней хозяйственно-противопожарной сети. Делаются выводы об экономической целесообразности применения зонных систем для жилых зданий повышенной этажности. - Ил. 1. Табл. 2. Библиогр. 9.

УДК 626.862

Минаев И.В. Стоимостные характеристики элементов дренажа. - Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1981, вып.11, с.76 - 84.

Рассматривается элементарная дренажная система, состоящая из коллектора и присоединенных к нему дрен, многократно повторяющаяся в более развитых мелиоративных системах. От ее стоимостных характеристик зависит стоимость развитой системы. Приводятся зависимости стоимости строительства дрен и коллектора от их параметров. - Ил. 3. Табл. 1. Библиогр. 3.

УДК 626.335

Кунцевич Н.М. О конструкции регуляторов на открытых каналах осушительно-увлажнительных систем. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1981, вып.11, с.84 – 87.

В статье приводится анализ применяемых в гидромелиоративном строительстве труб- и шлюзов-регуляторов. Отмечаются достоинства конструкций регуляторов, близких по форме и размерам к сечению канала. Рекомендуются применение трубчатого регулятора с боковыми трубами треугольного поперечного сечения. – Ил.1. Библиогр. 4.

УДК 627.5

Левкевич Е.М., Сурма Н.В. К вопросу распределения давлений на плиты креплений при различных режимах движения потока. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1981, вып.11, с.88–91.

Приведены результаты лабораторных исследований распределения давления на плиты креплений при различных режимах движения потока. Исследования показали, что осредненное давление на поверхность плиты меньше гидростатического и зависит от скорости и характера движения потока. – Ил. 2. Библиогр. 8.

УДК 626/627

Поваляев М.К. Исследование устойчивости сборного крепления отводящего русла за водовыпусками. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1981, вып.11, с.91–99.

Описывается метод расчета устойчивости элементов сборного крепления относительно малых плановых размеров и массы, основанный на учете динамического характера возмущающего воздействия. – Ил. 3. Табл. 1. Библиогр. 8.

УДК 626/627

Керницкий В.Д. Применение метода математического планирования эксперимента при исследовании сифонного водовыпуска с зарядной трубкой. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1981, вып.11, с.99–105.

Излагаются результаты исследований на гидравлической модели сифонного водовыпуска с зарядной трубкой, выполненных с использованием математического планирования эксперимента. Приводится зависимость для расчета времени зарядки водовыпуска. - Ил. 1. Табл. 3. Библиогр. 6.

УДК 626.823.54

Гатилло С.П., Филиппович И.В. Применение тонких водосливных стенок на трубчатых водосбросных сооружениях. - Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1981, вып. 11, с.105 - 109.

Рассматривается влияние водосливных стенок, устанавливаемых перед или за трубчатыми водосбросами, на их пропускную способность. Приводятся значения коэффициентов расхода μ водосбросов со стенками и коэффициентов сопротивления стенок в зависимости от их длины. - Ил. 3. Библиогр. 2.

УДК 532.5:627.83

Вопнярский И.П. К определению сжатой глубины в нижнем бьефе водосливов практического профиля. - Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1981, вып. 11, с. 109 - 117.

На основе методов теории размерности и экспериментальных данных автора предлагается формула для определения сжатой глубины в нижнем бьефе водосливов практического профиля, не требующая предварительного назначения коэффициента скорости. Возможность использования указанной формулы подтверждается сравнением с экспериментальными данными других исследователей и результатами подсчета по существующему методу. - Ил. 2. Табл. 1. Библиогр. 8.

УДК 532.5.071.4

Васильченко Г.В. Расчет установившегося течения жидкости над шероховатостью. - Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1981, вып.11, с.118 - 124.

Излагаются результаты экспериментальных исследований распределения осредненных продольных скоростей течения жидкости в придонной области потоков с шероховатым дном. Даются рекомендации по их расчету. - Ил.1. Табл.1. Библиогр. 8.

УДК 532.517.4

Коваленко Э.П. К построению планов течений плавно изменяющегося неустановившегося потока. - Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1981, вып.11, с.125-135.

Предложен способ построения планов течений, основанный на линеаризации системы уравнений, описывающих неустановившееся движение воды, и решении этой системы методом итерации.

Доказано, что система линейных уравнений, положенная в основу итерационного процесса, совместна и имеет единственное решение при определенных условиях. - Ил. 1. Библиогр. лиогр. 4.

УДК 626.824

Осипович А.А., Шнипов Ф.Д. Экспериментальные исследования распределения продольных осредненных скоростей в каналах трапецидального сечения. - Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1981, вып.11, с.135 - 140.

Приводятся результаты экспериментальных исследований распределения по живому сечению продольных осредненных скоростей. Показано, что характер распределения скоростей при равномерном и неравномерном движении (с невысокой степенью неравномерности) отличается несущественно и зависит от соотношения поперечных размеров потока. - Ил.2. Табл.1. Библиогр. 7.

УДК 628.113.1

Козлов Д.А., Бубнов Ф.Ф. Гидромеханический расчет очертания фильтра. - Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1981, вып.11, с.140 - 145.

С помощью методов теории струй идеальной жидкости, основанных на теории функций комплексного переменного, решена задача нахождения оптимального очертания фильтра из условия постоянства скорости по его длине.

Получены формулы для определения координат оптимального очертания фильтра.

Показано, что принятое в настоящее время линейное очертание фильтра с гидравлической точки зрения отличается от оптимального. - Ил. 2. Табл. 1. Библиогр. 5.

УДК 532.537:626.17

Сви́стунoв В.К. Деформация откоса мелиоративных каналов при выклинивании грунтовых вод. - Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1981, вып.11, с.145-152.

Рассматривается вопрос деформации откоса в результате выклинивания грунтовых вод. Оценивается процесс стабилизации деформации откоса. Даются рекомендации по назначению соответствующих типов креплений в разных зонах по длине откоса. - Ил.3. Табл. 1. Библиогр. 2.

УДК 624.131.37

Мишурoва Г.В. Исследование структуры контакта супесчаных грунтов и фильтров. - Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1981, вып. 11, с.152 - 157.

Рассматривается вопрос о формировании в различных условиях структуры контакта гравелистого фильтра и супесчаных грунтов. Предлагается графическая зависимость для оценки диаметра пор фильтра на контакте, которую можно использовать при расчетах фильтрационной прочности супесчаных грунтов в условиях контактного размыва. - Ил. 3. Табл. 3. Библиогр. 2.

УДК 626.86.033:658,51,012.2

Алтуни́н А.И., Валицкий С.В. К вопросу обеспечения баланса структур трудоемкости производственных программ и ресурсов. - Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1981, вып.11, с. 158 - 162.

Анализируется структура годовой производственной программы строительной организации в гидромелиоративном строительстве и ее влияние на размерность задачи календарного планирования. Формулируются общие требования к календарному планированию, обуславливающие наибольшую его эффективность. Излагается методика решения задачи календарного планирования в два этапа путем расчленения ее на отдельные, более узкие, с использованием известного алгоритма и наличных ресурсов типа мощности. - Библиогр. 3.