

**ВОДНОЕ
ХОЗЯЙСТВО
БЕЛОРУССИИ**

МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО
ОБРАЗОВАНИЯ БССР

Белорусский ордена Трудового Красного Знамени
политехнический институт

РЕСПУБЛИКАНСКИЕ МЕЖВЕДОМСТВЕННЫЕ СБОРНИКИ

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО БЕЛОРУССИИ

Выпуск 2

ИЗДАТЕЛЬСТВО «ВЫШЭЙШАЯ ШКОЛА»
МИНСК 1972

338
B62

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

Редакционная коллегия:
Г. В. Васильченко, П. А. Запольский, К. В. Иванов, И. Г. Лазаревич
(зам. гл. редактора), *И. М. Лившиц, И. В. Минаева* (отв. секретарь), *Р. Ф. Таканов*

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО БЕЛОРУССИИ

Выпуск 2

Редактор *Н. Латышева*
Обложка *В. Сагайдачного*
Худож. редактор *В. Валентович*
Техн. редактор *Г. Романчук*
Корректоры *Ж. Маркевич, С. Вернова*

АТ 12321. Сдано в набор 6/V 1972 г. Подписано к печати 16/X 1972 г.
Бумага 70×108 1/16 типогр. № 3. Печ. л. 8,5 (11,9). Уч.-изд. л. 11,64.
Изд. № 71—56. Тип. зак. 777. Тираж 1000. Цена 1 руб. 16 коп.

Издательство «Высшая школа» Государственного комитета Совета
Министров БССР по делам издательств, полиграфии и книжной тор-
говли. Редакция межведомственных сборников и заказной литературы.
Минск, ул. Кирова, 24.

Типография «Красный печатник» Государственного комитета Совета
Министров БССР по делам издательств, полиграфии и книжной тор-
говли. Минск, пер. Калинина, 12.

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие	4
Н. П. Артемьева, И. М. Лившиц. Применение статистических критериев для исключения резко выделяющихся членов гидрологических рядов	5
Т. Н. Федорович. Опыт расчета водного баланса речного бассейна	17
Н. М. Балаескул, В. Н. Заяц, А. В. Молочко. Натурные исследования нестандартного лотка Паршалла	24
Д. А. Козлов, Е. Г. Шешуков. О движении жидкости в канале	31
И. П. Вопнярский. О «сжатой» глубине у водослива при затопленном подпертом прыжке	35
В. И. Кузменков, И. Г. Лазаревич. Исследование гидравлического режима нижнего бьефа двухъярусного водосброса	39
И. С. Кувькин. Влияние формы живого сечения и распределения скоростей в потоке на величину гидравлического показателя русла	43
Н. В. Сеницын. Исследование потока на водосливе с широким порогом	47
И. В. Минаев. Техничко-экономический расчет параметров вертикального дренажа методом аппроксимации	53
Ю. А. Соболевский, В. А. Рыжков. Распределение напоров и фильтрационных сил в анизотропном по водопроницаемости основании в начальный момент приложения внешней нагрузки (плоская задача)	67
Н. Н. Баранов. Расчет динамической устойчивости водонасыщенного откоса методом конформного преобразования областей	75
Ю. А. Соболевский, С. М. Ицкович, Н. Н. Баранов, Г. Т. Широкий. Изготовление и применение в гидромелиоративном строительстве дренажных элементов из крупнопористого бетона	84
Ю. А. Соболевский, Н. Н. Баранов, А. А. Моркус. Принципы крепления и дренажа фильтрующих поперечников осушительных каналов в целях обеспечения их устойчивости	89
Ю. А. Соболевский, Н. Н. Баранов. Некоторые способы крепления и восстановления откосов мелiorативных каналов	95
Р. А. Станкевич. Эффективность применения бесфильтровых скважин в песках на артезианских водозаборах в Белоруссии	99
Е. М. Левкевич, В. Н. Юхновец. Лабораторные исследования влияния волнения в верхнем бьефе на фильтрационный режим в напорной дамбе	104
В. Б. Хейнман. Номограммы для расчета погрешностей параметров кривой обеспеченности	109
М. А. Ситников. О влиянии размеров на несущую способность квадратных свай	117
И. В. Филиппович. Количественные зависимости между гидравлическими элементами движения на водосливе с широким порогом	122
Рефераты статей, помещенных в сборнике	133

ПРЕДИСЛОВИЕ

Понятие «водное хозяйство» страны в целом, республики или некоторого региона охватывает большой круг вопросов, связанных с добычей, распределением, накоплением и сохранением, использованием, очисткой, борьбой с вредным воздействием, прогнозом на основе балансовых расчетов, а также методов расчета (гидравлических и водохозяйственных) бассейнов и потоков грунтовых и поверхностных вод.

Любой аспект проявления действия, сохранения или использования водных ресурсов большого региона представляет собой в свою очередь сложный комплекс вопросов, обусловленный пространственным и временным характером взаимодействия окружающей среды.

К настоящему времени в водном хозяйстве изучены не только многие качественные, но получены и количественные характеристики составляющих водного и водохозяйственного балансов, понята многие функциональные и коррелятивные зависимости взаимодействия воды с окружающей средой. Однако сейчас можно говорить только о начале развития науки о водном хозяйстве страны и отдельных ее районов. Важным итогом этих работ является получение методов расчета в различных вопросах водного хозяйства, которым посвящен настоящий сборник научных работ.

Во втором выпуске межведомственного сборника «Водное хозяйство Белоруссии» представлены статьи, освещающие результаты научных работ, проводимых в различных учреждениях республики.

Значительное количество работ посвящено исследованиям по гидравлике сооружений и каналов. Результаты этих работ важны для применения их в практике мелиоративного проектирования, поскольку рассматриваемые сооружения — перспективные и массового применения. Работы по фильтрационным расчетам освещают причины разрушения и возможности надежного крепления осушительных каналов. В статьях по гидрометрии и гидрологии приводятся новые экспериментальные данные по речным бассейнам республики и теоретические разработки на основе этих данных. Отдельные работы, посвященные различным разделам мелиоративного и гидротехнического строительства, будут весьма полезны для проектировщиков и строителей.

Н. П. Артемьева, И. М. Лившиц

ПРИМЕНЕНИЕ СТАТИСТИЧЕСКИХ КРИТЕРИЕВ ДЛЯ ИСКЛЮЧЕНИЯ РЕЗКО ВЫДЕЛЯЮЩИХСЯ ЧЛЕНОВ ГИДРОЛОГИЧЕСКИХ РЯДОВ

При статистическом анализе многолетних колебаний фазовооднородных величин стока иногда возникает вопрос о правомерности использования отдельных резко выделяющихся членов эмпирической выборки. М. В. Великанов [1] называет эти величины выскакивающими.

Выскакивающие величины в стоковых рядах возникают в силу следующих причин:

1) выскакивающие величины могут быть следствием грубых ошибок в измерениях. Так, значительный просчет в измерениях уровня (или записи) приводит к соответствующей ошибке при определении расхода по кривой $Q=f(H)$. Причину такой ошибки обычно можно обнаружить при анализе первичных материалов измерения. Иногда при анализе привлекаются и данные соседних пунктов с аналогичными гидрологическими условиями. При отсутствии дополнительной информации, позволяющей внести исправления, выскакивающие величины обычно стбрасываются;

2) значительное отклонение отдельных расходов от остальных членов вариационного ряда может явиться следствием их установления по экстраполированной части кривой расходов, не обоснованной надлежащим объемом измерений;

3) отсутствие однозначной зависимости между расходами и уровнями при неустановившемся движении может явиться не только источником систематических ошибок, но и значительных случайных ошибок. Это возможно при вычислении некоторых расходов для подъема или спада при многомодальном графике колебания уровней и сложном петлеобразном характере кривых зависимости расходов от уровней.

Отсутствием однозначной зависимости между расходами и уровнями при установившемся движении (переменный подпор, зарастаемость русла, ледовые явления, неустойчивость русла) также может быть источником больших случайных ошибок. Однако следует указать, что для некоторых членов выборки эти ошибки могут быть односторонними, а следовательно, и систематическими;

4) выскакивающими могут быть не только ошибочные, но и нерепрезентативные для данной выборки расходы. В состав коротких эмпирических выборок иногда могут войти расходы с малой вероятностью повторения (выдающиеся паводки, катастрофические минимумы) и в связи с этим резко выделяющиеся. По точности же измерений они могут и не отличаться от других членов эмпирической выборки. Нерепрезентативность подобных членов ряда должна учитываться при вычислении параметров кривых распределения;

5) нерепрезентативность отдельных расходов может явиться и следствием генетической несовместимости их со всеми остальными членами выборки. Их иногда называют «чужеродными» членами выборок [2] или «артефактами» [3].

Для того, чтобы решить вопрос об исключении выскакивающих расходов из вариационного ряда, необходимо прежде всего произвести критический анализ исходных данных и методики вычисления расходов. Большую роль играет и анализ выделяющихся характерных расходов за те же годы на других реках данного физико-географического района.

Так, анализ рядов летне-осенних минимумов за последние 30—35 лет показывает, что для исследуемого района наивысшие, резко выделяющиеся, расходы падают на 1933, 1958 и 1962 гг. (в большинстве на 1933 г.).

Наивысшие максимумы весеннего половодья соответствуют 1931, 1932 и 1958 гг. в зависимости от бассейнов рек (см. табл. 5).

Согласованность по отдельным физико-географическим районам в наступлении экстремных значений расходов свидетельствует о том, что они являются не результатом грубых ошибок измерения или вычисления, а следствием особых гидрометеорологических процессов. Эти условия способствовали появлению расходов малой вероятности (нерепрезентативных для данной выборки) или генетически несовместимых с остальными членами ряда.

Как будет видно из дальнейшего, причиной резкого выделения расходов, например летней межени 1933 г., является генетическая несовместимость их с минимумами фактической выборки.

Следует попутно отметить, что при расчете кривых обеспеченности максимальных расходов в случае, когда в состав выборки систематических гидрометрических наблюдений входит резко выделяющийся расход (с малой вероятностью появления), учет его производится в соответствии с формулами, приведенными в СНиП II-И, 7-65 [4]. При применении этих формул необходимо знать число лет наблюдений, при котором этот расход не был превышен (устанавливается по створу-аналогу). Это часто затруднительно, так как для аналогов с большим количеством наблюдений данный расход (экстремальный) также может быть резко выделяющимся. То же самое относится к выборкам минимумов, в состав которых входят резко выделяющиеся расходы. В общем выявить, хотя бы и приближенно, повторяемость резко выделяющегося члена ряда статистической выборки из фазовооднородных расходов не всегда удается.

Для установления правомерности использования выскакивающих членов ряда необходимо применить существующие статистические критерии для оценки и исключения резко выделяющихся величин эмпирических совокупностей. Выскакивающих величин в одной выборке может быть и несколько.

Следует отметить, что исключение из фазовооднородных коротких рядов расходов с малой вероятностью появления не означает полной потери их как источника информации. Кривые обеспеченности, построенные после операции исключения нерепрезентативных для данной выборки членов, дают возможность последующей оценки вероятности превышения этих резко выделявшихся расходов. Это является весьма важной информацией при гидротехническом проектировании.

В данной работе основное внимание уделяется вопросам оценки репрезентативности резко выделяющихся членов для выборок малого объема ($n \leq 30$).

Применяемые статистические критерии. Для анализа и исключения резко выделяющихся членов эмпирических выборок существуют различные статистические критерии. Некоторые из них базируются на соотношении эмпирических параметров нормального распределения (парамет-

рические критерии), другие — на соотношениях характерных величин ранжированных выборок. Эти критерии иногда называют «непараметрическими». Они основаны на закономерностях «порядковых статистик».

Сущность этих критериев заключается в сравнении определяемого эмпирического отношения, включающего резко выделяющийся член, с некоторым критическим при выбранном уровне значимости.

Т а б л и ц а 1

Параметрические критерии для исключения резко выделяющихся членов статистических выборок (по Диксону)

Номер формул	1	2	3	4	5
Испытуемые члены выборки	x_n или x_1	x_n, x_1	x_n, x_1	x_n, x_1	$x_n, x_{n-1}; x_1, x_2$
Критерий	$C = \frac{w}{s}$	$\tau_n = \frac{x_n - \bar{x}}{s},$ $\tau_1 = \frac{\bar{x} - x_1}{s}$	$\lambda_n = \frac{x_n - x_{n-1}}{s},$ $\lambda_1 = \frac{x_2 - x_1}{s}$	$D_n = \frac{s_n^2}{s^2},$ $D^2_{1,2} = \frac{s_{1,2}^2}{s^2}$	$D_{n, n-1} = \frac{s_{n, n-1}^2}{s^2}$ $D_{1,2} = \frac{s_{1,2}^2}{s^2}$
Значения параметров	$w = x_n - x_1,$ $s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}}$	$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$		$s_1^2 = \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x}_1)^2,$ $s^2_n = \sum_{i=1}^{n-1} (x_i - \bar{x}_n)^2,$ $s^2 = \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2,$ $\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n},$ $\bar{x}_1 = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} x_i}{n-1},$ $\bar{x}_n = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} x_i}{n-1}$	$s^2_{n, n-1} = \sum_{i=1}^{n-2} (x_i - \bar{x}_{n, n-1})^2,$ $s^2_{1,2} = \sum_{i=3}^n (x_i - \bar{x}_{1,2})^2,$ $\bar{x}_{n, n-1} = \frac{\sum_{i=1}^{n-2} x_i}{n-2},$ $\bar{x}_{1,2} = \frac{\sum_{i=3}^n x_i}{n-2}$

Примечания. 1. Для всех критериев принято расположение исходных значений x в порядке возрастания их величины $x_1 < x_2 < x_3 < \dots < x_n$. 2. Критерии могут быть повторно использованы после исключения резко выделившегося члена ряда.

2. Критерии могут быть повторно использованы после исключения резко выделившегося члена ряда.

В табл. 1 приведен ряд параметрических критериев для непринятия резко выделяющегося члена эмпирической выборки.

Рассмотрим два наиболее простых критерия для установления принадлежности крайних вариантов к совокупности.

Наиболее распространенным в практике статистического анализа является параметрический критерий, статистики которого задаются следующими соотношениями (табл. 1):

$$\tau_n = \frac{x_n - \bar{x}}{s} = \frac{x_{\max} - \bar{x}}{s} = \frac{k_{\max} - 1}{C_v}, \quad (1)$$

$$\tau_1 = \frac{x_1 - \bar{x}}{s} = \frac{x_{\min} - \bar{x}}{s} = \frac{k_{\min} - 1}{C_v}, \quad (2)$$

где \bar{x} — среднее значение выборки; x_n, x_1 — наивысший и наименьший члены неубывающего ряда ($x_1 \leq x_2 \leq \dots \leq x_n$); s — выборочное стандартное отклонение;

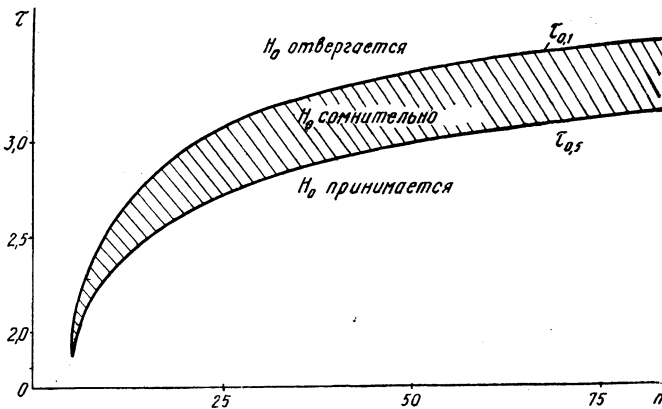


Рис. 1.

дартное отклонение; τ_n, τ_1 — эмпирические критерии для наивысшего и наименьшего членов выборки.

Формулы (1) и 2) взаимнообратны, так как основаны на нормальном распределении. Они могут применяться для распределений, не сильно уклоняющихся от нормальных.

Вычисленные значения τ_n и τ_1 сравниваются с критическими значениями τ_α при выбранных уровнях значимости α . Уровни значимости выбраны нами равными 5 и 1% (0,05 и 0,01).

Нулевая гипотеза, подлежащая проверке, заключается в предположении об отсутствии существенного различия между экстремальными и остальными членами ряда, т. е. предполагается, что все члены выборки принадлежат одной генеральной совокупности.

Гипотеза H_0 принимается, если τ_n (или τ_1) $< \tau_{0,05}$ и отвергается, если τ_n (или τ_1) $> \tau_{0,01}$. Возможность отвергнуть H_0 сомнительна при $\tau_{0,05} < \tau_n < \tau_{0,01}$. Следует отметить, что применение нулевой гипотезы к генетически однородным расходам малой вероятности (при коротких рядах) является условным.

Для нахождения $\tau_{0,05}$ и $\tau_{0,01}$ пользуются таблицами [5, 6] или графиком (рис. 1).

А. Хальд [7] рекомендует критерий Ирвина, где в числитель входит разность между экстремумами и смежными членами ряда, а в знаменатель — стандарт (табл. 1, формула (3)).

Статистики этого критерия задаются отношениями

$$\lambda_n = \frac{x_n - x_{n-1}}{s}, \quad (3)$$

$$\lambda_1 = \frac{x_2 - x_1}{s}. \quad (4)$$

Для нахождения $\lambda_{0,05}$ и $\lambda_{0,01}$ можно пользоваться таблицами, содержащимися в работе [7], или графиком (рис. 2).

Пример 1. На р. Уборть у п. Злодин имеются наблюдения по летне-осенним минимальным расходам за период 1930—1962 гг. (30 лет) [8] (исходная таблица не приводится).

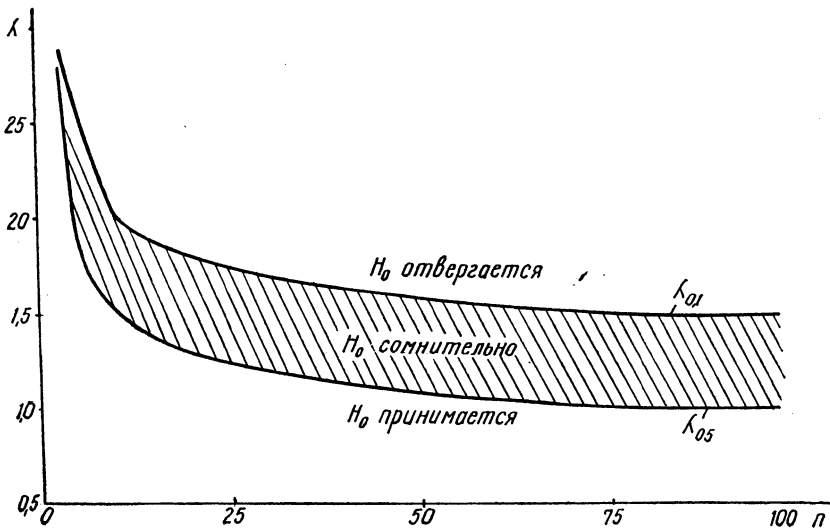


Рис. 2.

Резко выделяющимся из всей выборки в 30 лет оказался расход 1933 г.: $Q_n = 26,5 \text{ м}^3/\text{сек}$. Параметры выборки следующие: $\bar{Q} = 2,70 \text{ м}^3/\text{сек}$; $Q_1 = 0,46 \text{ м}^3/\text{сек}$; $s = 4,77 \text{ м}^3/\text{сек}$; $C_v = 1,77$.

Для наивысшего летне-осеннего минимума значения эмпирического критерия получаем по формуле (1):

$$\tau_n = \frac{Q_n - \bar{Q}}{S} = \frac{26,5 - 2,70}{4,77} = 4,99.$$

По графику $\tau_{0,05} = 2,96$ и $\tau_{0,01} = 3,29$. Так как $\tau_n > \tau_{0,01}$, то H_0 отвергается, т. е. расход 1933 г. из ряда летне-осенних минимумов должен быть исключен.

Если применить критерий для наинизшего члена ряда $Q_1 = 0,46 \text{ м}^3/\text{сек}$ (минимум 1927 г.), то получаем по формуле (2)

$$\tau_1 = \frac{\bar{Q} - Q_1}{S} = \frac{2,70 - 0,46}{4,77} = 0,47.$$

Так как $\tau_1 < \tau_{0,05}$, то H_0 не может быть отвергнута.

После исключения минимума 1933 г. получаем новые значения параметров: $\bar{Q}' = 1,84 \text{ м}^3/\text{сек}$; $s' = 1,58 \text{ м}^3/\text{сек}$; $C'_v = 0,86$.

Пример 2. На р. Свислочь у п. Теребуты имеются наблюдения по максимальным расходам весеннего половодья за период 1914—1953 гг. (30 лет) [8].

Резко выделяющимся из всей выборки оказался минимум 1931 г. ($Q_n = 913 \text{ м}^3/\text{сек}$; $\bar{Q} = 240 \text{ м}^3/\text{сек}$; $s = 168 \text{ м}^3/\text{сек}$; $C_v = 0,70$). Для наивысшего весеннего максимума значение эмпирического критерия

$$\tau_n = \frac{Q_n - \bar{Q}}{S} = \frac{913 - 240}{168} = 4,0.$$

По графику $\tau_{0,05} = 2,96$ и $\tau_{0,01} = 3,29$. Так как $\tau_n > \tau_{0,01}$, то H_0 отвергается, и максимум 1931 г. исключается из выборки.

Исследование, проведенное для наименьшего члена, показало принадлежность Q_1 к данной генеральной совокупности.

После исключения максимума 1931 г. из выборки получены новые параметры: $\bar{Q}' = 217 \text{ м}^3/\text{сек}$; $s' = 111 \text{ м}^3/\text{сек}$; $C'_v = 0,51$.

Аналогичные результаты для обоих примеров дал и критерий Ирвина.

Как указывалось, непараметрические критерии Диксона [2, 3, 5, 9] основаны на соотношении характерных величин ранжированного ряда. Для эмпирической выборки производится контроль экстремальных значений ее в зависимости от величин смежных членов ранжированного ряда и объема выборки.

Критерий для наибольшего члена эмпирической выборки определяется по формуле

$$r_{ij} = \frac{x_n - x_{n-i}}{x_n - x_{1+j}}. \quad (5)$$

Критерий для наименьшего члена эмпирической выборки определяется по формуле

$$r_{ij} = \frac{x_{1+i} - x_1}{x_{n-j} - x_1}. \quad (6)$$

Индексы i и j связаны с порядковым номером членов выборки, используемых в формулах (5) и (6). Числители выражают последовательные разности на концах ранжированных рядов; знаменатели — размах вариации. Все пояснения даны в табл. 2.

В табл. 3 даны критические значения $r_{0,05}$ и $r_{0,01}$ [2, 3, 9] для статистик Диксона, приведенных в табл. 2. Условия принятия H_0 те же, что и для предыдущих формул.

Пример 3. На р. Уборть у п. Злодин имеются наблюдения по летне-осенним минимальным расходам за 30 лет (см. пример 1). Период наблюдения 1927—1962 гг.

При $n = 30$ применяем критерий r_{22} . Значения расходов, входящих в формулу (5), следующие: $Q_n = 26,5 \text{ м}^3/\text{сек}$; $Q_{n-2} = 5,49 \text{ м}^3/\text{сек}$; $Q_3 = 0,58 \text{ м}^3/\text{сек}$:

$$r_{22} = \frac{Q_n - Q_{n-2}}{Q_n - Q_3} = \frac{26,5 - 5,49}{26,5 - 0,58} = 0,81.$$

Т а б л и ц а 2

Непараметрические критерии Диксона для малых выборок (по Колдуэну)

Контролируемые экстремумы	Сомнительные члены выборки	Критериальные формулы	Контролируемые экстремумы	Сомнительные члены выборки	Критериальные формулы
x_n x_1	Нет предположений	$r_{10} = \frac{x_n - x_{n-1}}{x_n - x_1}$ $r_{10} = \frac{x_2 - x_1}{x_n - x_1}$	x_n x_1	x_{n-1} x_2	$r_{20} = \frac{x_n - x_{n-2}}{x_n - x_1}$ $r_{20} = \frac{x_3 - x_1}{x_n - x_1}$
x_n x_1	x_1 x_n	$r_{11} = \frac{x_n - x_{n-1}}{x_n - x_2}$ $r_{11} = \frac{x_2 - x_1}{x_{n-1} - x_1}$	x_n x_1	x_1, x_{n-1} x_n, x_2	$r_{21} = \frac{x_n - x_{n-2}}{x_n - x_2}$ $r_{21} = \frac{x_3 - x_1}{x_{n-1} - x_1}$
x_n x_1	x_1, x_2 x_n, x_{n-1}	$r_{12} = \frac{x_n - x_{n-1}}{x_n - x_3}$ $r_{12} = \frac{x_2 - x_1}{x_{n-2} - x_1}$	x_n x_1	x_1, x_2 x_{n-1} x_2, x_n x_{n-1}	$r_{22} = \frac{x_n - x_{n-2}}{x_n - x_3}$ $r_{22} = \frac{x_3 - x_1}{x_{n-2} - x_1}$

Примечания. 1. Критерии Диксона могут применяться как для контроля экстремальных значений исходных выборок (объемом n), так и для частных средних, составленных по выборке (объемом k). 2. Использование соответствующей критериальной формулы r_{ij} зависит от объема выборки и от числа резко выделяющихся точек на одном конце ряда.

3. Критерии могут быть повторно использованы (после исключения резко выделяющейся варианты).

По табл. 3 находим $r_{0,05} = 0,376$ и $r_{0,01} = 0,457$. Так как $r_{22} > r_{0,01}$, то H_0 отвергается, и результаты примера 1 подтверждаются.

Пример 4. Для половодных маскимумов р. Свисlochь у п. Теребуты имеются наблюдения за 30 лет (см. пример 2).

Значения расходов, входящих в формулу (5), следующие: $Q_n = 913 \text{ м}^3/\text{сек}$; $Q_{n-2} = 450 \text{ м}^3/\text{сек}$; $Q_3 = 60,9 \text{ м}^3/\text{сек}$.

В соответствии с табл. 3 принимаем критерий r_{22}

$$r_{22} = \frac{Q_n - Q_{n-2}}{Q_n - Q_3} = \frac{913 - 450}{913 - 60,9} = 0,543.$$

Так как эмпирическое значение $r_{22} > r_{0,01}$, то H_0 отвергается, и расход $Q_n = 913 \text{ м}^3/\text{сек}$ подлежит исключению. Таким образом, и в данном примере параметрический и непараметрический критерии дают одинаковую оценку резко выделяющемуся члену выборки.

Исследование рядов характерных расходов. Анализ резко выделяющихся членов гидрологических выборок произведен в основном для пунктов, имеющих период наблюдений меньше 30 лет, так как этот вопрос является весьма актуальным для коротких рядов.

Исследование проведено для двух категорий характерных величин стока, а именно: летне-осенних минимумов и весенних максимумов. Эти

Таблица 3

Критические значения r_{ij}

n или k	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
$\alpha=0,05$	0,941	0,765	0,642	0,560	0,507	0,554	0,512	0,477	0,576	0,546	0,521	
$\alpha=0,01$	0,988	0,889	0,780	0,698	0,637	0,683	0,635	0,597	0,679	0,642	0,615	
Статистика	r_{10} применяется для n от 3 до 7						r_{11} применяется для n от 8 до 10			r_{21} применяется для n от 11 до 13		
	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
0,546	0,525	0,507	0,490	0,475	0,462	0,450	0,440	0,430	0,421	0,413	0,406	0,399
0,641	0,616	0,595	0,577	0,561	0,547	0,535	0,524	0,514	0,505	0,497	0,489	0,486
r_{22} применяется для n от 14 до 30												
27	28	29	30	4	5	6	7	8	9	10		
0,393	0,387	0,384	0,366	0,967	0,845	0,736	0,661	0,607	0,565	0,531		
0,475	0,469	0,463	0,457	0,992	0,929	0,836	0,778	0,710	0,667	0,632		
r_{22} применяется для n от 14 до 30				r_{20} применяется для n от 4 до 10								

Примечания. 1. Критические значения $r_{0,05}$ и $r_{0,01}$ используются при резко выделяющемся члене на любом конце ряда; могут быть повторно использованы для одних и тех же данных после исключения наибольшего или наименьшего экстремального значения; могут быть использованы при анализе рядов, состоящих из средних значений вариант 2. При наличии двух или более резко выделяющихся вариант вместо r_{10} ($n=3-7$) и r_{11} ($n=8-10$) применяется r_{20} .

категории стока являются наиболее важными для гидрологических расчетов при проектировании водохозяйственных мероприятий.

Из перечисленных случаев возможного отрыва варианты от совокупности нами рассматриваются только случаи нерепрезентативности ее (малая вероятность повторения или генетическая несовместимость с остальными членами выборки).

В соответствии со сказанным, выбор пунктов для анализа резко выделяющихся членов гидрологических рядов произведен, исходя из следующих соображений. Если явлению резкого отличия варианты от совокупности свойственна синхронность по определенному физико-географическому району, то это в первую очередь можно отнести за счет нерепрезентативности варианты, а не за счет ее ошибочности.

Как уже указывалось, резко выделяющимися за последние 30—35 лет оказались наивысшие летне-осенние минимумы 1933, 1958, 1962 гг. и наивысшие весенние максимумы 1931, 1932, 1958 гг. При этом для некоторых пунктов наивысшие минимумы и максимумы соответствуют тем же календарным годам и для рядов продолжительностью в 60—80 лет. Так, для р. Днепр у пунктов Смоленск и Орша, р. Березины у пунктов Березино и Бобруйск, р. Припять у пункта Мозырь минимум летне-осенней межени 1933 г. оказывается наивысшим за весь многолетний период наблюдений. Подобные же примеры можно привести для весенних максимумов 1931 и 1958 гг.

Анализ метеорологических условий за июнь—октябрь 1933 г. и гидрографов суточного стока за этот же период показал особые гидрометеорологические условия формирования летне-осенних минимумов этого года. Сумма осадков за июнь—октябрь 1933 г. в некоторых случаях оказалась в 1,5 раза выше нормы, а температура значительно ниже нормы. По сути дела, паводочный режим поддерживался весь летне-осенний период и на грунтовый сток накладывался поверхностный. Это и определило генетическую несовместимость летне-осенних минимумов 1933 г. с остальными членами выборок, что было отмечено Д. А. Данович [10] при анализе рядов минимального стока рек на территории Белоруссии.

Синхронность появления резко выделяющихся максимумов весеннего половодья на значительных территориях также свидетельствует о том, что основной причиной отрыва максимумов от остальных членов ряда является не погрешность их установления, а комплекс гидрометеорологических условий (выпадение снега на мерзлую почву, значительные запасы воды в снеге, устойчивость низких температур зимой, позднее и дружное наступление снеготаяния).

Комбинации ряда факторов могут быть причиной появления максимумов малой вероятности, являющихся нерепрезентативными для коротких рядов наблюдений.

Статистический анализ резко выделяющихся максимумов нами также произведен для рядов численностью $n \leq 30$.

В табл. 4 приведены результаты анализа летне-осенних минимумов для 27 пунктов бассейна Днепра, Зап. Двины и Немана. Для преобладающего большинства пунктов наивысший минимум соответствует 1933 г.

В табл. 5 приведены результаты анализа резко выделяющихся весенних максимумов для 23 пунктов. Здесь больше половины наивысших членов соответствует 1931 г.

Нами приняты два наиболее простых критерия контроля резко выделяющихся членов, а именно: Диксона и Ирвина. Первый применим только для выборок объемом не более 30 членов, а второй — для выборок любого объема.

Структура обеих критериальных формул близка. Числители их аналогичны, а в знаменателе второй формулы вместо размаха варьирующей величины принято выборочное стандартное отклонение.

Из табл. 4 видно, что при заданных уровнях значимости (0,05 и 0,01) наивысший летне-осенний минимум в ряде случаев подлежит исключению, а для некоторых рядов правомерность оставления (или исключения) является сомнительной. Следует отметить, что согласно критерию λ_2 , для пунктов Днепр—Орша, Сож—Гомель, Уж—Полесское летне-осенний минимум 1933 г. подлежит исключению и из ряда полного цикла наблюдений ($n > 30$).

В табл. 5 оказалось меньшее число пунктов, для которых наивысшие максимумы подлежат исключению или попали в число сомнительных.

Как уже говорилось, подобные исключения резко выделяющихся расходов не означают полную потерю их как источников информации для гидротехнического проектирования. Вероятность превышения исключенного «выдающегося» члена может быть определена по скорректированной кривой обеспеченности при условии генетической однородности его с остальными членами ряда. Однородность должна быть установлена на основе анализа формирования исключенного расхода.

Следует отметить, что повторного анализа выборок после исключе-

Таблица 4

Проверка резко выделяющихся летне-осенних минимумов

Река—пункт	Период наблюдений	Число лет, n	Q_n		Q_{n-1}	Q_{n-2}	Q_s	\bar{Q}	s	C_v	Критерии					
			$m^2/сек$	год							$m^3/сек$		эмпирические		по уровням значимости	
											r_α	λ_α	r_α	λ_α		
Припять—Туров	1931—1962	28	237	1933	171	170	55,8	87,8	45,0	0,51	0,39	1,47	≠	≠		
Припять—Мозырь	1930—1962	30	421	1933	209	209	63,9	120	74,6	0,62	0,595	2,84	—	—		
	1881—1962	78	421	1933	—	—	—	137	70,2	0,51	—	0,142	—	+		
Случь—Новодворцы	1928—1962	30	1,50	»	1,14	0,79	0,08	0,31	0,32	1,03	0,50	1,12	—	+		
Птичь—Кринка	1927—1962	30	6,50	»	4,61	4,59	1,32	2,66	1,16	0,44	0,387	1,631	≠	≠		
Оресса—Верхутино	1926—1962	30	1,27	1962	0,91	0,79	0,23	0,47	0,236	0,50	0,463	2,53	—	—		
Оресса—Андреевка	1929—1962	30	12,4	1958	10,2	9,79	2,75	4,59	2,38	0,52	0,273	0,923	+	+		
Словечка—Кузьмичи	1929—1962	30	1,41	1933	1,00	0,71	0,10	0,307	0,307	1,02	0,535	1,34	—	+		
Уж—Полесское	1931—1962	30	9,81	»	4,03	3,49	0,41	1,81	1,71	0,95	0,680	3,38	—	—		
	1916—1962	45	9,81	»	—	—	—	2,02	1,62	0,80	—	3,20	—	—		
Днепр—Орша	1929—1962	30	85,8	»	63,7	61,7	22,7	32,9	14,8	0,45	0,380	1,50	≠	≠		
	1881—1962	77	85,8	»	—	—	—	29,8	11,1	0,37	—	1,98	—	—		
Ухлясть—Радьков	1930—1962	29	0,74	»	0,64	0,63	0,19	0,34	0,15	0,45	0,200	0,670	+	+		
Березина—Бобруйск	1929—1962	29	95,4	»	89,6	72,0	34,5	50,0	15,7	0,31	0,376	0,370	+	+		
	1881—1962	74	95,4	»	—	—	—	53,9	13,3	0,25	—	0,436	+	+		
Бобр—Клыпенка	1929—1962	28	9,57	»	9,27	8,45	4,00	6,27	1,38	0,22	0,201	0,220	+	+		
Свислочь—Теребуты	1914—1962	30	14,1	»	11,2	10,7	6,31	8,64	1,90	0,22	0,436	1,53	≠	≠		
Сож—Гомель	1930—1962	30	243	»	133	117	41,3	68,6	40,2	0,59	0,625	2,74	—	—		
	1900—1962	59	243	»	—	—	—	64,5	32,5	0,50	—	3,38	—	—		
Уза—Прибор	1932—1962	29	0,80	1958	0,64	0,55	0,16	0,32	0,156	0,49	0,39	1,026	≠	—		
Уть—Прибытки	1932—1962	26	0,42	1933	0,36	0,28	0,07	0,14	0,090	0,64	0,40	0,667	≠	—		
Неман—Столбцы	1925—1962	30	12,2	»	10,0	9,34	4,20	6,26	1,95	0,31	6,358	1,13	—	—		
Вилия—Залесье	1925—1962	29	33,2	1962	30,5	27,0	14,8	19,9	4,94	0,25	0,338	1,08	—	—		
Зап. Двина—Витебск	1929—1962	30	114	1950	11,0	109	26,9	53,0	27,5	0,52	0,057	0,145	—	—		
	1877—1962	82	130	1902	—	—	—	53	24,0	0,45	—	0,67	—	—		
Лучеса—Лускинополь	1932—1962	26	9,99	1962	7,13	4,94	2,12	3,51	1,79	0,51	0,642	1,60	—	≠		

Примечание (к табл. 4, 5). Для случая непринятия резко выделяющегося члена выборки принят знак «минус» (—) — отвергается; для случая принятия — знак «плюс» (+) — принимается; для сомнительного — знак «минус, плюс» (≠) — сомнительно.

Таблица 5

Проверка резко выделяющихся весенних максимумов

Река—пункт	Период наблюдений	Число лет, n	Q_n		Q_{n-1}	Q_{n-2}	Q_n	\bar{Q}	s	C_v	Критерии			
			$m^3/сек$	год							$m^3/сек$			
											r_β	λ_β	r_α	λ_α
Припять—Туров	1931—1962	29	3380	1932	2720	2580	423	1170	739	0,63	0,271	0,90	+	+
Припять—Мозырь	1932—1962	30	4520	1940	4220	4010	510	1652	1129	0,68	0,127	0,27	+	+
Стырь—Луцк	1930—1962	30	876	1932	455	455	59,6	170,4	170,9	1,00	0,562	2,463	—	—
Горынь—Горынь	1929—1962	30	2910	»	1890	1780	202	773	628	0,81	0,417	1,62	±	±
Случь—Новодворцы	1928—1962	30	178	1931	148	125	15,8	59,8	40,4	0,68	0,327	0,742	+	+
Уборть—Злодин	1930—1962	30	659	1932	514	425	24,2	216	165	0,76	0,367	0,877	+	+
Гребенки—Бирчуки	1928—1962	30	21,4	1958	18,9	15,8	0,97	6,18	5,38	0,87	0,274	0,465	+	+
Оресса—Андреевка	1930—1962	30	301	1931	264	239	22,9	93,6	75,4	0,81	0,223	0,491	+	+
Чертедь—Некрашевка	1931—1962	30	87,7	1934	62,3	52,6	4,10	29,4	20,7	0,70	0,420	1,23	±	±
Уж—Полесское	1930—1962	30	793	1962	751	684	36,9	303	227	0,75	0,144	0,185	+	+
Днепр—Орша	1930—1962	30	2000	1931	1750	1610	498	933	396	0,42	0,150	0,63	+	+
Ухлясть—Радьков	1930—1962	29	96,4	»	60,1	53,7	6,03	25,4	21,1	0,83	0,473	1,72	—	—
Березина—Бобруйск	1929—1962	30	2430	»	2400	2030	236	818	607	0,74	0,180	0,049	+	+
Бобр—Клыпенка	1929—1962	27	543	»	517	370	46,3	182	137	0,75	0,348	0,190	+	+
Сож—Гомель	1931—1960	30	6600	»	4740	4450	550	2231	1431	0,64	0,355	1,80	+	+
Беседь—Светиловичи	1931—1962	30	1330	»	1010	952	148	497	294	0,59	0,320	1,09	+	+
Неман—Гродно	1932—1962	30	3410	»	1690	1490	448	1003	597	0,60	0,648	2,880	—	—
Котра—Котра	1946—1962	17	278	»	142	139	26,8	79,2	63,4	0,80	0,553	2,15	—	—
Зап. Двина—Витебск	1930—1962	30	3320	1931	2710	2700	750	1707	683	0,40	0,238	0,850	+	+
Полота—Янково	1928—1930	30	73,7	»	65	50,8	13,7	29	16,3	0,58	0,381	0,534	+	+

ния наивысшего члена Q_n не проводилось. Произведенный анализ наименьших членов выборок летне-осенних минимумов и весенних максимумов при принятых уровнях значимости (для критериальных формул) показал во всех случаях их репрезентативность.

Выводы

1. Многообразие факторов в процессе вариации характерных расходов естественных водотоков является причиной резкого выделения некоторых вариантов в коротких эмпирических выборках.

2. Отрыв варианты от остальных членов выборки может явиться следствием малой вероятности ее появления или генетической несовместимости с данной выборкой.

3. Синхронность появления резко выделяющихся летне-осенних минимумов и весенних максимумов на значительных территориях исследуемого района показывает, что причиной отрыва является не грубая ошибка в наблюдениях, а геофизические факторы. Конкретные причины этого явления могут быть установлены только путем физического анализа процессов, формирования резко выделяющихся расходов.

4. На основе критериев для непринятия резко выделяющихся наблюдений произведен анализ наивысших значений летне-осенних минимумов и весенних максимумов некоторых рек бассейнов Днепра, Немана и Запа. Двины. Исследование следует производить и для других расчетных характеристик стока и на более обширном материале. Кроме того, должны быть выявлены наиболее рациональные критерии для резко выделяющихся членов выборки, распределение которых является асимметричным.

Литература

1. М. А. Великанов. Ошибки измерения и эмпирические зависимости. Л., 1962.
2. Д. Коуден. Статистические методы контроля качества. Пер. с англ. М., 1961.
3. W. I. Dixon. Analysis of Extreme Values. The annals of mathematical statistics v. 21, № 3, 1950.
4. Строительные нормы и правила. Ч. II, разд. II, гл. 7. М., 1966.
5. Л. Н. Большев, Н. В. Смирнов. Таблицы математической статистики. М., 1965.
6. В. Ю. Урбах. Биометрические методы. М., 1964.
7. А. Хальд. Математическая статистика с техническими приложениями. М., 1956. Пер. с англ.
8. Ресурсы поверхностных вод СССР. Т. 5, ч. II. Белоруссия и Верхнее Поднепровье. Л., 1966.
9. W. I. Dixon, F. I. Massey. Introduction to statistical analysis. N. Y. Graw. still, 1957.
10. Д. А. Данович. Анализ минимального стока и обуславливающих его факторов на примере рек БССР. Тр. ГГИ, вып. 27 (81), 1950.

Т. Н. Федорович

ОПЫТ РАСЧЕТА ВОДНОГО БАЛАНСА РЕЧНОГО БАССЕЙНА

С 1966 г. в Управлении гидрометеорологической службы БССР производится расчет водного баланса р. Березины до Бобруйска. Это — часть большой работы, выполняемой гидрометслужбой по плану Международного гидрологического десятилетия.

Составление текущих водных балансов позволяет уточнить взаимосвязь между основными элементами баланса и факторами, их обуславливающими, оценить приход и расход влаги на водосборе, запасы воды в бассейне и их изменение в связи с хозяйственной деятельностью человека. В перспективе эта работа должна способствовать уточнению методов долгосрочных гидрологических прогнозов.

В данной статье рассматриваются способы и точность расчета составляющих, входящих в уравнение водного баланса вида:

$$X = Y + E + X_a + \Delta W + \Delta U + P,$$

где X — осадки, выпавшие на поверхность водосбора; Y — суммарный сток в замыкающем створе; E — суммарное испарение с поверхности почвы снега и растительности; X_a — запас воды в снеге; ΔW — изменение запаса влаги в верхнем слое почвогрунтов; ΔU — изменение запаса подземных вод; P — невязка водного баланса, включающая водообмен с другими бассейнами и ошибки определения всех составляющих баланса.

Бассейн р. Березины до Бобруйска (площадь водосбора 20 300 км²) находится в зоне избыточного увлажнения. Большая часть водосбора занята Центрально-Березинской равниной, лишь на западе и северо-западе расположена Минская возвышенность, являющаяся частью Белорусской гряды. Средняя высота водосбора 189 м. Наибольшая высота достигает 350 м, наименьшая 130 м. Густота гидрографической сети 0,20 км/км². Около 30% поверхности водосбора занято пашней, 54% — лесом (сухим и заболоченным), 7% — болотами и менее 1% — озерами. Девонские отложения, представленные известняками, доломитами и мергелями, к югу от Борисова перекрыты отложениями меловой системы. Четвертичные отложения, образующие современный рельеф бассейна, относятся к ледниковым и послеледниковым периодам. Почвы песчаные. Наиболее распространены средне- и слабоподзолистые, дерново-песчаные, реже — суглинистые.

Важнейшим условием формирования баланса является степень увлажненности бассейна, зависящая от режима осадков.

Осадки на водосборе рассчитывались по 29—22 станциям и постам. Вводились поправки на смачивание и ветровой недоучет по методике Государственного гидрологического института (ГГИ) и Главной геофизической обсерватории (ГГО) [1, 2]. Поправка на испарение в связи с переходом в 1966 г. на четырехсрочные наблюдения оказалась малой и составила за период май—октябрь рассматриваемого года 1,8—0,5 мм.

Величины поправочного коэффициента на ветровой недоучет с 1966 по 1969 г. и за многолетний период приводятся в табл. 1.

Таблица 1

Величины поправочного коэффициента на ветровой недоучет к осадкам

Год	Месяц												Средняя за год	Общая за год (смачивание + ветровой недоучет)
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII		
1966	1,46	1,27	1,21	1,07	1,05	1,04	1,05	1,04	1,06	1,08	1,17	1,44	1,16	—
1967	1,40	1,46	1,25	1,17	1,02	1,02	1,02	1,02	1,03	1,07	1,12	1,30	1,16	1,21
1968	1,29	1,34	1,23	1,09	1,03	1,04	1,04	1,03	1,04	1,10	1,16	1,34	1,14	1,20
1969	1,35	1,55	1,30	1,09	1,05	1,03	1,04	1,04	1,04	1,08	1,17	1,30	1,17	1,21
Средний многолетний период	1,48	1,47	1,34	1,07	1,03	1,02	1,02	1,02	1,04	1,06	1,22	1,39	1,18	1,21

Осадки для водосбора рассчитаны как средние арифметические с ошибкой за счет осреднения $\pm 3\%$ за сезон [3]. Многолетние суммы осадков приводятся для рядов 60—70 лет.

Сток. Величины средних месячных расходов получены по гидрометрическим данным. Многолетние данные по суммарному стоку взяты по справочнику [4], где годовая величина определена по 74-летнему ряду со средней квадратической ошибкой $\pm 2\%$. Подземная составляющая принята по данным ГГИ [5].

Испарение с поверхности суши. Из трех пунктов, где ведутся наблюдения над испарением на территории БССР (Шарковщина, Русиновичи, Василевичи), один расположен на водосборе.

До 1967 г. испарение определялось с культур, имеющих в сельском хозяйстве БССР второстепенное значение. Кроме того, данных одного испарителя явно недостаточно для вычисления этой составляющей водного баланса, поэтому она рассчитывалась по методу Константинова—Кузнецова (со средней ошибкой порядка 10—15%). За период 1966—1969 г. измеренные с помощью испарителей величины отличались от рассчитанных в 60% случаев не более чем на $\pm 30\%$, в отдельные месяцы на 70—80% (два случая). Средние многолетние величины испарения определялись несколькими способами [6]. Предпочтение отдано комплексному методу (ошибка 23—27%), дающему результаты, близкие к тем, что получены по водному балансу.

Испарение с леса принято равным испарению с поля, хотя, как известно, разница в испарении с луга и леса зависит от состава и полноты насаждений и в среднем составляет 2—10%.

Запасы воды в снеге определяются на водосборе по 15 пунктам. В 9 из них наблюдения ведутся в поле и в лесу. Для учета снегозапасов в лесу в остальных пунктах определялся переходный коэффициент. Для 1965—1966 гг. $K=1,2$; 1966—1967 гг. $K=1,0$; 1967—1968 гг. $K=1,0$; 1968—1969 гг. $K=1,1$. Для многолетнего периода $K=1,1$.

Величина снегозапасов определена как средняя взвешенная с учетом площади, занятой полем и лесом в районе каждого пункта. Точность определения этой составляющей при плотности сети один пункт на 1350 км² обеспечивает в 75% случаев ошибку, равную $\pm 4\%$ при равноценной полноте освещения запасов в поле и в лесу (графики Л. К. Вершининой) [7]. При вычислении многолетнего запаса использо-

вался 22-летний ряд наблюдений. Запас воды в ледяной корке учитывался по данным наблюдений на водосборе за последние шесть лет путем введения поправочного коэффициента, равного 1,18.

Запасы продуктивной влаги в верхнем метровом слое почвогрунтов определялись по данным шести пунктов, один из которых находится за пределами водосбора.

В период вегетации, когда влагозапасы зависят и от характера подстилающей поверхности, измерения велись на 26—28 сельскохозяйственных полях с наиболее распространенными для данной территории культурами; до начала вегетации и после нее — на полях с озимыми культурами. Средние взвешенные запасы влаги для района каждой станции вычислялись с учетом площадей, занятых каждой культурой.

Определение изменений запасов влаги за зиму и весну было затруднительно из-за отсутствия наблюдений. В зиму 1965—1966 г. величина влагозапасов взята по средним многолетним данным, в 1966—1967 гг. — по январским влагозапасам, так как оттепелей было мало и почвогрунты промерзли на значительную глубину, с зимы 1968 г. — по измерениям.

Величина влагозапасов для водосбора из-за равномерного расположения пунктов наблюдений определялась как средняя арифметическая. Изменения влагозапасов за летне-осенний сезон в 80% случаев определены с ошибкой 20—25%. Чтобы довести ошибку до 15% при данной вариации влагозапасов, понадобилось бы 13 пунктов, до 10% — 26 пунктов.

В 1969 г. число пунктов определения влагозапасов доведено до 9.

За многолетний период изменение запасов влаги для бассейна вычислено как среднее арифметическое из 14-летнего ряда наблюдений на полях с озимыми и 8-летнего на полях с яровыми культурами. Величины изменения влагозапасов за зимний и весенний периоды определены приближенно с учетом тенденции изменения их в северо-западном районе Европейской территории Союза.

Учет изменения запасов грунтовых вод производился по шести скважинам в четырех пунктах, один из которых расположен за пределами бассейна. В расчете использованы скважины, вскрывающие первый безнапорный водоносный горизонт. Коэффициент водоотдачи принимался по [8] и данным Белорусской гидрогеологической станции в зависимости от состава грунтов и колебался от 0,06 до 0,25.

Из-за недостаточного количества скважин были привлечены данные наблюдений по колодцам бытового водопользования. Коэффициент водоотдачи принят осредненный: для суглинков 0,05, супесей 0,10, песков 0,20.

Изменение запасов грунтовых вод в бассейне определялось как среднее арифметическое из данных скважин и бытовых колодцев. Средние многолетние изменения вычислены по данным скважин за четыре года.

Подробнее расчет отдельных элементов баланса изложен в работе [6].

Анализ водного баланса. Водный баланс р. Березины до Бобруйска за многолетний период рассчитывался не как средняя величина из ряда лет, а как осредненные данные по рядам наблюдений разной продолжительности. Самый короткий ряд был использован при определении изменения запаса грунтовых вод.

Отсутствие баланса за длительный ряд лет не позволяет определить, в каких пределах меняются такие важнейшие составляющие его, как испарение и бассейновые запасы влаги из года в год и в годы, экстремальные по стоку и осадкам. При условии отсутствия систематических

ошибок при определении отдельных элементов баланса путем осреднения невязки P за год или в отдельные сезоны за длительный ряд лет можно получить величину подземного водообмена данного бассейна с другими бассейнами, так как суммарная величина погрешности расчета баланса при осреднении становится весьма малой или равной нулю [9].

Средняя многолетняя величина осадков по бассейну составляет 766 мм и имеет довольно равномерное распределение внутри года с максимумом летом (табл. 2).

Т а б л и ц а 2

Средние многолетние величины основных элементов водного баланса р. Березина — Бобруйск (площадь водосбора 20 200 км²)

Элементы водного баланса	Обозначения	Величина, мм					Отклонение, % от годовой величины			
		зима (XII—II)	весна (III—V)	лето (VI—IX)	осень (X—XI)	год (XII—XI)	зима (XII—II)	весна (III—V)	лето (VI—IX)	осень (X—XI)
А. Приход осадки	$A = X$	164	163	322	117	766	21,4	21,3	42,0	15,3
Б. Расход										
речной сток;	$У$	30	87	44	25	186	16,1	46,8	23,7	13,4
поверхностный	$У_{\text{п}}$	—	—	—	—	107	—	—	—	—
подземный	$У_{\text{г}}$	—	—	—	—	79	—	—	—	—
испарение	E	10	182	354	37	583	1,7	31,2	60,7	6,4
Всего расход	$B = У + E$	40	269	398	62	769	5,2	35,0	51,8	8,0
В. Изменение влагозапасов в бассейне	$B = A - B$	124	-106	-76	55	-3				
а) всего на поверхности и в снежном покрове	$\Delta V = X_a$	70	-70	0	0	0				
б) всего в почвенно-грунтовой толще: по водному балансу по измерениям	$\Delta V' = A - B - \Delta V$ $\Delta V'' = \Delta W + \Delta U$	54	-36	-76	55	-3				
		(34)	(-15)	-44	20	-5				
В том числе; в верхнем слое почвогрунтов	ΔW	(43)	(-60)	-3	20	0				
в подземных водах	ΔU	-9	45	-41	0	-5				
Невязка водного баланса	$P = \Delta V' - \Delta V''$	20	-21	-32	35	2				
	$\delta = \frac{P}{X} \%$	12	-13	-10	30	0				

Слой стока за год равен 186 мм или 24% от осадков. Большая часть его (47% от годовой величины) приходится на весенний сезон. Наиболее низкий сток наблюдается осенью и зимой. Зимой формирование его происходит как за счет разгрузки грунтовых вод, так и за счет зимних оттепелей.

Доля подземного стока от суммарного составляет 42%. Испарение за год равно 583 мм, или 76% от осадков, и распределяется в году весьма неравномерно, составляя летом 61%, а зимой лишь 2% от годовой величины. Запасы воды в снеге составляют 70 мм или 43% от зимних осадков.

Почвогрунты накапливают влагу в осенне-зимний период (63 мм) и отдают ее на испарение весной и летом. Максимальное накопление

влаги в почвогрунтах характерно для зимнего сезона. Весной влагозапасы уменьшаются (60 мм) за счет отдачи влаги из верхних оттаивающих слоев в нижележащие и возрастающего испарения. Летом происходит дальнейшее уменьшение запасов влаги, а осенью — накопление в результате уменьшения испарения.

Рассматривая долю участия бассейновой аккумуляции ($\Delta W + \Delta U$) в формировании стока и испарения по отдельным сезонам, можно сделать следующие выводы:

1) так как зимой происходит испарение только с поверхности снега, бассейновые запасы на эту составляющую баланса не расходуются;

2) весной расходование бассейновых запасов влаги происходит на испарение, так как сток в этот период формируется только за счет талых и дождевых вод;

3) летом выпавших осадков не хватает на покрытие расхода, на сток и испарение, поэтому бассейновые запасы уменьшаются (на 44 мм, или 14% от осадков). Основная часть при этом расходуется из грунтовых вод, т. е. бассейновые воды летом расходуются в основном на сток. По-видимому, участие составляющей ΔW в бассейновых запасах влаги занижено, так как испарение летом происходит за счет изъятия влаги из верхнего слоя почвогрунтов;

4) осенью осадки не только обеспечивают сток и испарение, но и восстанавливают потери влаги в бассейне за летний период, что происходит за счет изменения запасов влаги в верхнем слое почвогрунтов. При этом пополнение грунтовых вод незначительно.

Несмотря на то что невязка в целом за год оказалась равной 2 мм, за отдельные сезоны она недостаточно мала из-за неточности вычисления отдельных составляющих баланса, в частности, при уменьшения ΔW летом и ΔU осенью.

В табл. 3 приведены составляющие баланса за отдельные годы. Как видно, близкими по осадкам были 1966, 1967, 1968 и 1969 гг.

В течение 1966 и 1967 гг. осадки выпадали в пределах нормы (760 и 765 мм), хотя распределение их внутри года было несколько иным. Так, в летний сезон осадков выпало меньше средних многолетних соответственно на 66 и 89 мм, или 80 и 72% от сезонной нормы осадков. Несколько больше нормы были осадки зимой и весной 1965—1966 г. (соответственно на 15 и 17%) и весной и осенью 1966—1967 г. (соответственно на 24 и 31%).

Расход осадков на сток оказался равным: 1966 г. по стоку был выше нормы на 10%, а 1967 г. — ниже на 8%, т. е. при одном и том же количестве выпавших осадков доля участия их в образовании стока была различной. Уменьшение стока в 1967 г. на 33 мм по сравнению с 1966 г. произошло в основном за счет более низкой величины его за весенний сезон (89 мм против 118 мм в 1966 г.). Увеличение стока в 1966 г. объясняется не столько меньшей величиной испарения, сколько меньшей бассейновой аккумуляцией (30 мм против 89 мм). В летний период рассматриваемых лет сумма стока и испарения оказалась одинаковой (336 и 333 мм). При большем количестве выпавших осадков в 1966 г. (на 23 мм) следовало ожидать меньшего расхода бассейновых запасов влаги на покрытие дефицита расходной части баланса. Действительно, в 1966 г. $\Delta V'' = -50$ мм, в 1967 г. $\Delta V'' = -99$ мм.

В 1968 и 1969 гг. суммы выпавших осадков составили 675 и 680 мм, что меньше нормы на 12 и 11%. При одной и той же величине испарения 1968 г. по стоку был в пределах нормы, а обеспеченность 1969 г. составила 90%, что характерно для маловодного года. Увлажнение бассейна в первом случае было таково, что изменение запаса бассейновых

Величины элементов водного баланса за отдельные годы р. Березина — Бобруйск

Элементы водного баланса	Обозначения	1966					1967					1968					1969				
		зима	весна	лето	осень	год	зима	весна	лето	осень	год	зима	весна	лето	осень	год	зима	весна	лето	осень	год
А. Приход осадки	$A = X$	189	190	256	125	760	177	202	233	153	765	152	178	220	125	675	120	118	279	163	680
Б. Расход																					
речной сток	$У$	29	118	38	20	205	26	89	36	21	172	28	97	36	21	182	22	57	37	24	140
испарение	E	12	181	298	36	527	9	186	297	52	544	7	164	286	21	478	8	154	282	33	477
Всего расход	$B = У + E$	41	299	336	56	732	35	275	333	73	716	35	261	322	42	660	30	211	319	57	617
В. Изменение влагозапасов в бассейне	$B = A - B$	148	-109	-80	69	28	142	-73	-100	80	49	117	-83	-102	83	15	90	-93	-40	106	63
а) всего на поверхности в снежном покрове	$\Delta V = X_a$	82	-102	0	0	-20	111	-111	0	0	0	97	-103	0	0	-6	71	-71	0	0	0
б) всего в почвенно-грунтовой толще:																					
по водному балансу	$\Delta V' = A - B - \Delta V$	66	-7	-80	69	48	31	38	-100	80	49	20	20	-102	83	21	19	-22	-40	106	63
по измерениям	$\Delta V'' = \Delta W + \Delta U$	(49)	(-22)	-50	53	30	22	83	-99	83	89	20	-31	-92	103	0	55	-105	-41	122	31
В том числе:																					
в верхнем слое почвогрунтов	ΔW	(43)	(-60)	-10	43	16	(38)	(35)	-70	68	71	46	-81	-60	108	13	72	-138	-29	115	20
в подземных водах	ΔU	6	38	-40	10	14	-16	48	-29	15	18	-26	50	-32	-5	-13	-17	33	-12	7	11
Невязка водного баланса	$P = \Delta V' - \Delta V''$	17	15	-30	16	18	9	-45	-1	-3	-40	0	51	-10	-20	21	-36	83	1	-16	32
	$\delta = \frac{P}{X} \%$	9	8	-12	13	2	5	-22	0	-2	-5	0	29	-5	-16	3	-30	70	0	-10	5

вод не произошло, в то время, как в 1969 г. они увеличились на 31 мм.

Приведенный расчет водного баланса речного бассейна показывает, что, несмотря на погрешности определения отдельных составляющих баланса, имеющиеся сейчас в достаточном объеме метеорологические и гидрологические данные позволяют рассчитать все составляющие баланса, исследовать их годовой ход, определить взаимное влияние отдельных элементов. Такие расчеты могут оказаться полезными для решения ряда теоретических и практических задач.

Определение изменения запаса влаги в почвогрунтах и грунтовых вод требует повышения точности расчета.

Литература

1. Временные указания по введению поправок в месячные суммы осадков при расчетах водных балансов речных бассейнов. Валдай, 1967. 2. Методические указания к четвертой части Справочника по климату СССР. Разд. 2. Атмосферные осадки. Введение поправок на недоучет осадков осадкомером. Л., 1966. 3. В. С. Голубев. Методы оценки и расчета сезонных и годовых сумм осадков на водосборах и суточных сумм осадков на сельскохозяйственных полях. Сб. «Материалы семинара по расчетам водного баланса речных бассейнов и организации комплексных воднобалансовых и агрометеорологических наблюдений». Валдай, 1966. 4. Ресурсы поверхностных вод СССР. т. 5, ч. II. Белоруссия и Верхнее Поднепровье. Л., 1966. 5. Водные ресурсы и водный баланс территории Советского Союза. Л., 1967. 6. Т. Н. Федорович. Расчет водного баланса бассейна р. Березины до Бобруйска. Сб. «Материалы семинара по расчетам водного баланса речных бассейнов». Валдай, 1967. 7. О. И. Крестовский, Н. И. Капотова, А. А. Капотов. Методы учета изменения запасов воды на поверхности водосборов в почвогрунтах зоны аэрации и запасов грунтовых вод. Сб. «Материалы семинара по расчетам водного баланса речных бассейнов и организации комплексных воднобалансовых и агрометеорологических наблюдений». Валдай, 1966. 8. Методические указания управлениям гидрометслужбы (№ 73). Валдай, 1966. 9. О. И. Крестовский. Результаты расчётов сезонных и годовых водных балансов некоторых водосборов ВНИГЛ. Сб. «Материалы семинара по расчетам водного баланса речных бассейнов». Валдай, 1967.

Н. М. Балаескул, В. Н. Заяц, А. В. Молочко

НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НЕСТАНДАРТНОГО ЛОТКА ПАРШАЛЛА

Лоток Паршалла широко используется как стационарный измеритель расходов для открытых каналов ирригационных систем и малых естественных водотоков, а также как измеритель расхода сточных вод на станциях биологической очистки. Диапазон измеряемых лотком расходов широк (от 0,010 до 80 м³/сек) и зависит от его габаритов.

Лоток может работать в двух режимах: при свободном и затопленном истечении.

При свободном истечении на гребне горловины устанавливается критическая глубина, а в выходной части лотка формируется гидравлический прыжок.

Конструкция лотка, до некоторой степени эмпирическая, до сих пор никем не оспаривается. Паршаллом разработан ряд конструктивных правил, при выполнении которых действительны эмпирические формулы расходов, перекрывающие диапазон ширин от 1 дюйма до 50 футов (0,025—15,2 м) [1, 2, 3]. Для создания нормального режима работы лотка в соответствии с исследованиями Паршалла участок канала должен быть прямолинейным на протяжении 15 м до и 20 м после лотка. Несоблюдение конструктивных размеров и правил установки лотка в канале ставит под сомнение возможность использования эмпирических зависимостей Паршалла.

Следует отметить, что на практике при строительстве лотков весьма часто допускаются отклонения от рекомендуемых размеров. На станциях биологической очистки сточных вод при компоновке сооружений в плане требования, предъявляемые к условиям установки лотка в канале, как правило, не соблюдаются. Таким образом, возникает вопрос о возможности применения нестандартных лотков Паршалла для учета стока.

В последние годы американскими исследователями предпринимались неоднократные попытки теоретически обосновать зависимость расходов и глубин в верхнем бьефе лотка. В результате этих поисков Дэвисом [4] было дано полутеоретическое уравнение, связывающее расход и глубину для всех лотков, не только стандартных но и с промежуточными размерами шириной от 1 дюйма до 50 футов. Структура формул, полученных Дэвисом, и их качественные особенности приведены в работе [5]. Там же указано, что формулы Паршалла и Дэвиса дают тождественные результаты. В связи с этим следует полагать, что формула Паршалла может быть приемлема во всех случаях, т. е. как для стандартных, так и для нестандартных лотков, в которых нет соответствия с определенными размерами ширины горловины.

Натурные исследования нестандартного лотка Паршалла нами были выполнены на одной из действующих станций аэрации. Лоток рассчитан на пропуск расходов от 0,26 до 4,0 м³/сек, ширина горловины 9,12 м. При проектировании и выполнении лотка были допущены значительные отклонения от рекомендуемых норм. В табл. 1 для сравнения приведены

конструктивные размеры и их соотношение для выполненного на станции лотка (рис. 1) и ближайшего по пропускной способности стандартного лотка Паршалла. Помимо нарушения конструктивных размеров, не соблюдены и правила установки лотка в канале — не выдержаны длины прямых участков до и после лотка в соответствии с нормативными требованиями. Длина прямого участка до лотка составляет 6 м, после него — 8,5 м. Лоток работает в очень стесненных условиях: выше него расположена зона песколовков, ниже — поворот на 90° и на расстоянии 14 м за ним — распределительная камера первичных отстойников (рис. 1, б).

Т а б л и ц а 1

Сопоставление конструктивных размеров стандартного лотка Паршалла и действующего лотка на станции аэрации

Конструктивные элементы расходомера Паршалла и их обозначения	Размеры лотка	
	стандартного	действующего
Ширина горловины W , м	2,44	2,19
Длина входной части по оси лотка B , м	2,39	2,29
Боковая стенка входной части A , м	2,44	2,30
Ширина входа D , м	3,40	3,10
Ширина выхода C , м	2,75	2,55
Длина горловины по оси лотка F , м	0,61	0,60
Длина выходной части по оси лотка G , м	0,92	0,90
Уклон dna горловины $I_{дг}$, м	0,375	0,425
Обратный уклон dna выходной части $I_{вых}$, м	0,167	0,222
Угол между боковой стенкой выходной части и осью лотка β	9°28	10°20
Угол между боковой стенкой входной части и осью лотка α	11°19	11°15
Угол между открылками входной и выходной части и осью потока γ	45°	11°15

Из приведенного следует, что действующий лоток является нестандартным как в конструктивном смысле, так и в отношении обеспечения гидравлического режима потока в лотке. Гидравлические исследования работы такого лотка представляли большой интерес. Целью исследований являлось изучение режима поступления сточных вод и гидравлической структуры потока в лотке, режимов пропуска сточных вод через лоток, установление расчетных зависимостей расходов и глубин.

Для оценки режима поступления сточных вод на станцию аэрации произведен анализ диаграммы стока за полугодовой период, записанной самописцем ДС-1-05, установленным в створе лотка. Поступление стока на станцию происходит неравномерно. Неравномерность наблюдается в течение суток, по дням недели и по сезонам года. Наибольшая неравномерность отмечена в течение суток. В качестве характеристики может быть приведен коэффициент суточной неравномерности, который за период с июля 1969 г. по январь 1970 г. составил 1,08—1,58.

Гидравлическая структура потока в сооружениях и каналах неустойчива. Это объясняется прежде всего спецификой сточных вод, несущих большое количество взвешенных веществ в виде разного рода бытовых и производственных отходов (B до 2000 мг/л). Значительное влияние на гидравлический режим потока в лотке оказывают местные сопротивления, обусловленные теснотой компоновки сооружений в плане и наличием решеток, резких сужений и расширений в зоне установки лотка (рис. 1, б). Наиболее существенными следует считать помехи, вызывае-

мые отключениям отстойников. При этом уровень воды в канале ниже лотка резко повышается, вызывая в ряде случаев затопление водослива.

На рис. 1, а, показаны кривые спада при условии свободного истечения через лоток (нормальный режим) и при подтоплении, вызываемом закрытием шиберов распределительной камеры отстойников. Движение

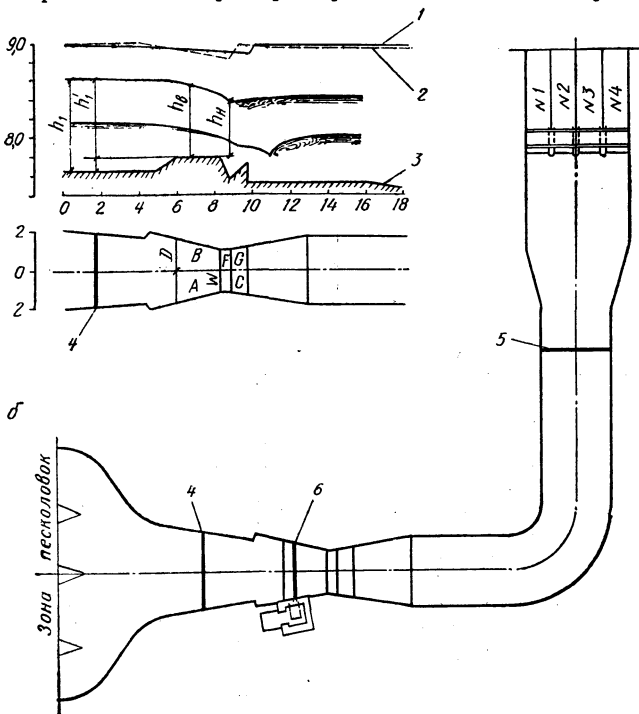


Рис. 1. Нестандартный лоток Паршалла:

а — кривые спада при условии свободного истечения через лоток; б — распределительная камера первичных отстойников; 1, 2 — соответственно левый и правый берег; 3 — дно у левого берега; 4 — створ № 1 (основной); 5 — створ № 3 (контрольный); 6 — створ № 2 (расчетный).

(рис. 1, б): в створе № 1 (основной) — выше лотка, в створе № 3 (контрольный) — ниже лотка за поворотом. В качестве расчетного принят створ № 2 в верхней части лотка, глубина в котором ($h_2 = h_v$) является основным параметром формулы Паршалла. Ввиду стесненной компоновки сооружений выбрать створы, полностью отвечающие нормативным требованиям гидрометрии, оказалось невозможным. До выбора названных створов выполнены контрольные замеры канала и лотка в плане, сняты профили по оси потока и у берегов, а также несколько поперечных сечений в канале. Проведена разметка и нивелировка верхних кромок правого и левого берегов канала и лотка, что позволило при выполнении работ проводить съемку кривой спада и участков сопряжения за водосливом при различных гидравлических режимах потока. Результаты этих измерений для характерных расходов приведены на рис. 1, а.

Ввиду невозможности использования самописцев для изучения характера изменения уровней при существующих гидравлических условиях в выбранных створах были установлены постоянные реперы с фиксированной условной отметкой. При помощи специально размеченных реек проводились замеры средних для каждого створа глубин потока.

потока на рассматриваемом участке неравномерное, медленно изменяющееся. Имеют место непрерывные колебания уровней, однако в течение длительного времени (несколько часов) эти колебания устойчивы относительно некоторого среднего значения. Резкое повышение или понижение уровней (неустойчивое движение) наблюдается в период смены режима работы агрегатов насосной станции, питающей канал.

Работы по исследованию гидравлической структуры потока (характера распределения скоростей) и измерению расходов проводились в двух створах

С целью исключения влияния колебаний уровней отсчеты по рейкам во всех створах производились одновременно.

По данным непосредственных наблюдений построены зависимости глубин для створов № 1 и 2 (график связи $h_2=f_1(h_1)$ — рис. 2, а) и створов № 1 и 3 (график связи $h_3=f_2(h_1)$ — рис. 2, б). Точками показаны результаты замеров при нормальном режиме работы сооружений (свободное истечение в лотке), точками в кружках — при закрытии шиберов отстойников. Необходимо отметить, что, как следует из результатов замеров глубин, створ № 2 во всех случаях (даже при низких горизонтах) находился в зоне кривой спада.

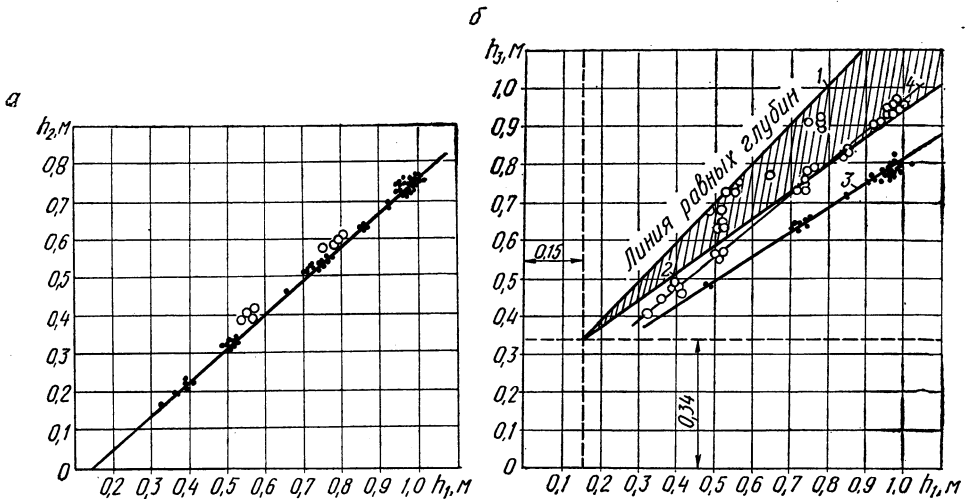


Рис. 2. Зависимости глубин для створов № 1 и 2 (а) и створов № 1 и 3 (б).

Связь между глубинами h_1 и h_2 весьма устойчива (рис. 2, а), причем имеет место прямолинейная зависимость. Это свидетельствует о том, что замер значений глубины h_2 (в створе лотка) на кривой спада не должен отражаться на точности результатов измерений расходов.

Представляет интерес зависимость $h_3=f_2(h_1)$. На рис. 2, б пунктирные линии соответствуют приведению глубин h_1 и h_3 к значениям их над порогом водослива (h_1' и h_3'). Линией 1 показана связь равных глубин, что имело бы место при отсутствии течения воды в канале, линия 2 соответствует условию затопления лотка ($h_3'=0,7h_1'$). Зависимость, изображенная линией 3, построена по данным измерений глубин h_3 и h_1 при нормальном режиме работы лотка, а штриховой линией 4 — после отключения одного из отстойников. Заштрихованная область на графике (рис. 2, б) включает диапазон глубин, соответствующих работе затопленного водослива. Указанные зависимости достаточно полно освещают влияние нижележащих сооружений на гидравлический режим лотка. Отключение одного из отстойников приводит к повышению уровня воды в канале за лотком. При достижении значения $h_3=0,75$ м наступает затопление водослива, на что указывает пересечение прямых 2 и 4 на графике (рис. 2, б). В этом отношении наиболее существенное влияние оказывает отстойник № 4, приемная камера которого расположена у правого берега. В канале за поворотом происходит нарушение плановой структуры скоростей, что вызывает смещение максимальной скорости к правому берегу и неравномерную нагрузку отстойников.

Одновременное отключение двух отстойников всегда вызывает затопление лотка, на что указывают опытные точки, лежащие в заштрихован-

ной области. При попеременном отключении песколовок наблюдалось только некоторое искажение плановой структуры скоростей перед лотком. Влияния на затопление водослива не отмечено.

На первом этапе исследований наибольший интерес представляло установление зависимости расходов и глубин для условия свободного истечения через лоток. С этой целью при различных глубинах потока были выполнены измерения скоростей гидрометрическими вертушками параллельно в створах № 1 и 3.

В связи с неустойчивым режимом течения в канале и возможными помехами взвесей все измерения выполнены с многократной повторностью. Наибольшее количество измерений выполнено для чаще встречающихся (бытующих) расходов. Для измерения минимальных расходов с низкими горизонтами приходилось снижать приток сточных вод на станцию путем аккумуляции части стока в главном коллекторе перед питающей насосной станцией. В этом отношении зимний период оказался наиболее благоприятным для измерения расходов. Тем не менее обеспечить малые расходы не в ночное время суток удавалось крайне редко.

При работе гидрометрическими вертушками в качестве основного был принят трехточечный способ измерения скоростей по трем вертикалям. Пятиточечный способ замера по пяти вертикалям применяли в тех случаях, когда в результате отключения песколовок или отстойников наблюдался явно выраженный неравномерный характер течения.

Ранее в этом же канале были проведены исследования [6] с целью выбора сокращенного числа вертикалей для получения достоверных величин расходов в створе. Для этого были выполнены измерения расходов при большом числе вертикалей (10) многоточечным способом с последующим сопоставлением расходов по полному и сокращенному числу вертикалей. Исследования показали, что наиболее точный результат в сравнении с детальным способом имеет место при определении расхода по трем вертикалям, расположенным в створах следующим образом: средняя — по геометрической оси канала и две крайние — на расстоянии 0,375 м от стенок канала (в створе № 1) и 0,35 м (в створе № 3).

Измерения скоростей вертушками в различных точках вертикали выполнялись одновременно. Это сокращало время производства работ и позволяло получать значения скоростей, осредненные за единый период времени, что весьма важно в условиях непрерывных колебания (пульсации) расходов и уровней. Чтобы исключить влияние попаданий взвесей на лопасти, вертушки в промежутках между контрольными замерами вынимались из потока, проверялись и при обнаружении помех очищались. После обнаружения помех результаты измерений выбраковывались. При повторении контрольных измерений расходов одновременно фиксировали глубины во всех исследуемых створах.

Всего при различных уровнях и режимах было измерено 57 расходов (из них 50 при свободном истечении). Наибольший измеренный расход составил $3,529 \text{ м}^3/\text{сек}$, наименьший — $0,497 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Для оценки достоверности результатов измерений расходов вертушками была осуществлена попытка применения объемного способа измерения. В качестве приемной емкости использовался один из первичных отстойников, который принимал весь лотковый расход. Для обеспечения возможности приема всего расхода одним отстойником на период измерений необходимо было поддерживать минимально возможный сток. В противном случае лоток переполнялся. Один из таких минимально возможных расходов был измерен. Расход по объемному способу составил $0,584 \text{ м}^3/\text{сек}$, параллельный вертушечный — $0,617 \text{ м}^3/\text{сек}$. В

связи с отмеченными техническими трудностями провести ряд контрольных замеров объемным способом оказалось невозможным, несмотря на зимний период с минимальным общим стоком.

Контрольные измерения другими методами (смещения, электролитическим) не дали положительных результатов, поскольку зимние условия не позволяли полностью соблюдать все необходимые требования.

Вычисление расходов по данным вертушечных измерений произведено уточненным аналитическим способом по формуле А. П. Браславского [6]

$$Q = \sum_{i=1}^{i=n} f_i K_i V_{i, \sigma}, \quad (1)$$

где f_i — площадь отсеков живого сечения водотока между соседними скоростными вертикалями; k_i — коэффициент, выбираемый из таблиц [4] по величине отношения v_m/v_σ , где v_m — меньшее, v_σ — большее значение средней скорости по вертикали на границах данного отсека живого сечения водотока; $v_{i, \sigma}$ — средняя по вертикали скорость течения воды, большая из двух значений на границах данного отсека живого сечения.

Математическая обработка данных наблюдений произведена методом средних. Анализ полученных результатов показал, что зависимость расхода от глубины в верхнем бьефе лотка может быть представлена формулой Паршалла, которая для выполненной ширины горловины $W = 2,19$ м имеет вид

$$Q = 5,46 h_b^{1,6}, \quad (2)$$

где Q — расход воды, $м^3/сек$; h_b — глубина воды в верхнем бьефе лотка, измеренная над порогом (в нашем случае h_2).

На рис. 3 изображена логарифмическая анаморфоза кривой расходов по Паршаллу (для $W = 2,19$ м) и нанесены значения фактически измеренных расходов. Как видно из графика, линия, построенная по формуле Паршалла, хорошо аппроксимирует экспериментальные данные.

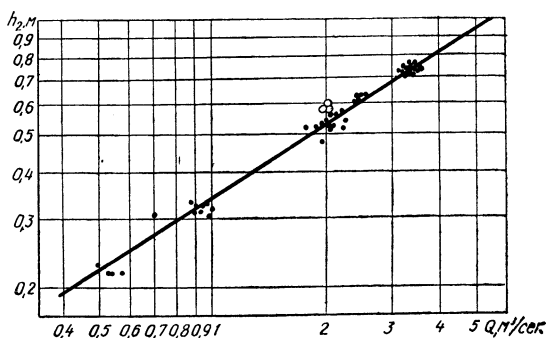


Рис. 3. Логарифмическая анаморфоза кривой расходов.

Ввиду того, что измеренные значения h_2 в действующем лотке во всех случаях оказались на кривой спада, была установлена связь данных фактических измерений расходов с глубинами в створе № 1, измеренными над порогом водослива (приведенные глубины h_1'). Эта связь выражается зависимостью

$$Q = 4,7 \cdot h_1'^{1,54}, \quad (3)$$

где h_1' — приведенная глубина.

При графическом изображении зависимости (3) рассеяние опытных точек получается таким же, как и для (2). Это свидетельствует о

том, что перенос точки замера глубин за пределы кривой спада не улучшает расчетную зависимость $Q=f(h_2)$. Таким образом, формула Паршалла (для условий свободного истечения) может быть использована без внесения корректив.

1. При нормальном режиме работы (свободное истечение) выполненный нестандартный лоток дает хорошую согласованность с формулой Паршалла и может использоваться как стационарный измеритель расходов сточных вод.

2. Результаты исследования хорошо согласуются с положением Дэвиса о возможности применения нестандартных лотков при условии, если на гребне водослива устанавливается критическая глубина.

3. Наличие двух режимов усложняет автоматизацию учета стока. При затопленном режиме в лотке требуется дополнительная специальная обработка диаграмм записи расходов для внесения необходимых поправок в показания счетчика.

4. В связи с хорошей сходимостью результатов вертушечных измерений с зависимостью Паршалла можно полагать, что гидрометрические вертушки найдут широкое применение для измерения расходов сточных вод в открытых каналах и при тарировке сооружений.

Литература

1. Г. И. Саенко. Руководство и таблицы для ирригационных водомеров Паршалла. М., 1947.
2. Р. К. Линслей и др. Прикладная гидрология. Пер. с англ. Л., 1962.
3. R. Parshall. Measuring Water in Irrigation Channels. U. S. D. A. Farmers Bull., Revised October, 1941.
4. S. Davis. Unification of Parshall Flume Data. Journal of the Irrigation and Drainage Division. Proc. of the Amer. Soc. Civ. Eng. December, 1961.
5. Н. М. Балаескул. Применение водоизмерительных лотков в эксплуатационной гидрометрии. Сб. «Водное хозяйство Белоруссии». Вып. 1. Минск, 1971.
6. Н. М. Балаескул. Оценка ускоренных способов определения расходов воды в открытых потоках. Сб. «Водоотведение и очистка вод». Минск, 1969.

Д. А. Козлов, Е. Г. Шешуков

О ДВИЖЕНИИ ЖИДКОСТИ В КАНАЛЕ

Рассмотрим задачу о движении весомой несжимаемой жидкости в открытом канале с криволинейным участком дна. Движение жидкости в системе координат x, y , неподвижно связанной с каналом, установившееся и безвихревое (ось x совпадает с невозмущенной свободной поверхностью и направлена в сторону, противоположную движению жидкости). Обозначим скорость и глубину в канале вверх по течению соответственно через v_0 и h .

На дне канала известно распределение давления как однозначная, непрерывная функция абсциссы x : $P = P(x)_\infty + \Delta P(x)$, где $\Delta P(x)$ и ее производная малы по абсолютной величине.

Ищется форма свободной поверхности жидкости и профиль дна.

Данная задача решается в линеаризованной постановке с использованием метода, разработанного в [1]. Физическую область течения в первом приближении рассматриваем как бесконечную полосу ширины

$$h \left(h = \frac{P(x)_\infty}{\rho g} \right).$$

Введем в рассмотрение комплексный потенциал нашего установившегося движения $W = \Phi + i\Psi$ и комплексный потенциал возмущенного движения¹ $\omega = \varphi + i\psi$, связанные соотношением

$$W = \omega - v_0 z, \quad \Phi = \varphi - v_0 x, \quad \Psi = \psi - v_0 y. \quad (1)$$

Из интеграла Бернулли для определения давления внутри жидкости получаем формулу

$$P - P_0 = \rho v_0 \frac{\partial \varphi}{\partial x} - \frac{1}{2} \rho \left[\left(\frac{\partial \varphi}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial \varphi}{\partial y} \right)^2 \right] - \rho g y, \quad (2)$$

где P_0 — давление на свободной поверхности жидкости; g — ускорение силы тяжести; ρ — плотность жидкости.

Проекции скорости возмущенного течения $\frac{\partial \varphi}{\partial x}$ и $\frac{\partial \varphi}{\partial y}$ считаем малыми порядка ε . Величинами порядка ε^2 пренебрегаем.

Интеграл Бернулли при сделанных предположениях имеет вид

$$P - P_0 = \rho v_0 \frac{\partial \varphi}{\partial x} - \rho g y. \quad (3)$$

Отсюда видно, что на свободной поверхности ($P = P_0$) должно выполняться условие

$$v_0 \frac{\partial \varphi}{\partial x} = g y, \quad (4)$$

¹ Если на установившееся движение наложить равномерное течение в направлении положительной оси x со скоростью v_0 , то полученное движение называем возмущенным.

Так как свободная поверхность является линией тока, то, считая на ней $\Psi=0$, из соотношений (1) имеем

$$v_0 y = \psi. \quad (5)$$

С учетом (5), граничное условие (4) примет вид

$$\frac{\partial \varphi}{\partial x} - v\psi = 0, \quad (6)$$

где $v = \frac{g}{v_0^2}$.

Это условие считаем выполняющимся на оси x . В комплексной форме выражение (6) запишется так:

$$\operatorname{Im} \left(i \frac{d\omega}{dz} - v\omega \right) = 0 \text{ при } y=0. \quad (7)$$

Так как дно канала есть линия тока ($\Psi = v_0 h$), из соотношений (1) имеем

$$y = \frac{1}{v_0} \psi - h. \quad (8)$$

Исключая из (3) и (8) координату y , приходим к следующему граничному условию на прямой $y = -h$:

$$\frac{P - P_0}{\rho v_0} - \frac{gh}{v_0} = \frac{\partial \varphi}{\partial x} - v\psi \quad (9)$$

или в комплексной форме

$$\operatorname{Im} \left(i \frac{d\omega}{dz} - v\omega \right) = \frac{\Delta P(x)}{\rho v_0}. \quad (10)$$

Введем в рассмотрение функцию

$$F(z) = i \frac{d\omega}{dz} - v\omega, \quad (11)$$

голоморфную во всей полосе ширины h , включая бесконечно удаленную точку, в которой она обращается в нуль.

Таким образом, приходим к следующей краевой задаче. Найти аналитическую функцию $F(z)$ в бесконечной полосе по условиям:

- 1) $\operatorname{Im} F(z) = 0$ при $y = 0$;
- 2) $\operatorname{Im} F(z) = \frac{\Delta P(x)}{\rho v_0}$ при $y = -h$.

С помощью функции

$$z = \frac{h}{\pi} \ln \frac{\xi + 1}{\xi - 1} \quad (12)$$

конформно отобразим верхнюю полуплоскость переменного $\zeta = \xi + i\eta$ на полосу ($-h \leq y \leq 0$). Функция (12) позволяет установить соответствие границ областей D_ζ и D_z . Следовательно, можно рассматривать минимальную часть функции F , как известную величину на действительной оси ξ . Тогда, пользуясь формулой Шварца, находим аналитическую функцию $F(\zeta)$.

$$F(\zeta) = \frac{1}{\pi} \int_{-1}^1 \frac{\operatorname{Im} F(\xi)}{\tau - \xi} d\tau. \quad (13)$$

Формулы (12) и (13) позволяют определить функцию в физической области течения $F = F(z)$.

Зная $F(z)$, из формулы (11) находим функцию ω :

$$\omega(z) = -i e^{-ivz} \int_{-\infty}^z e^{ivt} F(t) dt. \quad (14)$$

Уравнение свободной поверхности, как видно из (5) и (14), принимает вид

$$y = \frac{1}{v_0} \psi = -\frac{1}{v_0} \operatorname{Re} [e^{-ivx} \int_{-\infty}^x e^{ivt} \operatorname{Re} F(t) dt]. \quad (15)$$

Из формулы (15) видно, что вверх по течению

$$\lim_{x \rightarrow \infty} y(x) = 0,$$

т. е. свободная поверхность жидкости приближается к горизонтальной. Вниз по течению (при $x \rightarrow -\infty$) имеет место иная картина:

$$y = -\frac{1}{v_0} \operatorname{Re} [e^{-ivx} \int_{+\infty}^{-\infty} [\cos vt \operatorname{Re} F(t) + i \sin vt \operatorname{Re} F(t)] dt]. \quad (16)$$

Введем в рассмотрение функцию

$$H(v) = H_1(v) + iH_2(v) = \int_{-\infty}^{\infty} e^{ivt} \operatorname{Re} F(t) dt.$$

Тогда

$$y = -\frac{1}{v_0} |H(v)| \cos(u - vx), \quad (17)$$

где $u = \operatorname{arctg} \frac{H_2(v)}{H_1(v)}.$

Формула (17) показывает, что при $x \rightarrow -\infty$ свободная поверхность жидкости имеет вид косинусоиды, амплитуда которой α равна

$$\alpha = \frac{1}{v_0} |H(v)|. \quad (18)$$

Для нахождения профиля дна канала из (8) и (14) получим формулу

$$y = -h - \frac{1}{v_0} \int_{-\infty}^x [\operatorname{Re} F(t) \cos v(t - x) - \operatorname{Im} F(t) \sin v(t - x)] dt. \quad (19)$$

Литература

1. *Е. Г. Шешуков*. Нахождение формы подводного крыла по заданному распределению давления. Сб. «Труды семинара по краевым задачам». Вып. 4. Казань, 1967.

И. П. Вопнярский

О «СЖАТОЙ» ГЛУБИНЕ У ВОДОСЛИВА ПРИ ЗАТОПЛЕННОМ ПОДПЕРТОМ ПРЫЖКЕ

Глубина в «сжатом» сечении транзитной струи, сошедшей с водослива, является важным элементом, определяющим параметры потока в нижнем бьефе. В случае затопленного положения подпертого гидравлического прыжка, достигаемого устройством водобойного колодца (рис. 1), транзитная струя втекает в область потока, над которой находится часть поверхностного вальца прыжка. В этой области скорости в струе уменьшаются, что должно приводить к увеличению глубины в «сжатом»

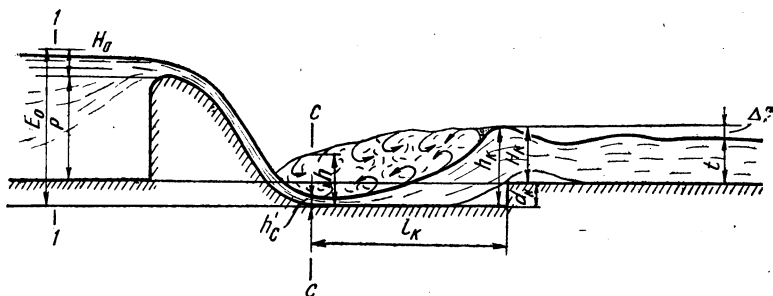


Рис. 1. Схема образования подпертого прыжка в водобойном колодце.

сечении потока у водослива. Как отмечает Е. А. Замарин [1], «движение струи в воде связано со значительно большими затратами энергии, чем при движении ее в воздухе, а так как падающая струя находится в состоянии бурного потока, то потери энергии должны вызывать расширение, а не сжатие струи». Таким образом, при пропуске одного и того же расхода воды через водослив постоянной (со стороны нижнего бьефа) высоты вместо глубины h_c , имевшей место в «сжатом» сечении при отогнанном прыжке или прыжке в критическом положении, в случае затопленного прыжка транзитный поток в сечении C—C будет иметь глубину $h'_c > h_c$ (см. рис. 1).¹

В наших опытах с подпертым гидравлическим прыжком в водобойных колодцах различной длины и глубины [2, 3] исследовался вопрос о влиянии степени затопления прыжка на изменение глубины потока в «сжатом» сечении у водослива h'_c .

Степень затопления подпертого прыжка в колодце определялась по соотношению $\sigma = \frac{h_k}{h_{2п}}$, где h_k — изменяемая (в зависимости от Fr_c, d_k, t) глубина потока перед выходной стенкой водобойного колодца при за-

¹ Здесь не рассматривается изменение глубины в «сжатом» сечении, связанное с устройством водобойного колодца и соответственным увеличением удельной энергии потока перед водосливом E_0 .

топленном прыжке (см. рис. 1), $h_{2п}$ — глубина в конце поверхностного вальца прыжка при его критическом положении в колодце (вторая сопряженная глубина подпертого прыжка). В связи с «подпирающим» влиянием выходной стенки колодца $h_{2п} < h_2$, где h_2 — вторая сопряженная глубина свободного прыжка [3].

Невозможность непосредственного (прямого) замера глубины потока h'_c в «сжатом» сечении транзитной струи, втекающей под поверхностный валец прыжка, обусловила применение косвенных методов ее определения. Глубина h'_c определялась двумя способами: по эпюре осредненных скоростей и по уравнению Бернулли.¹

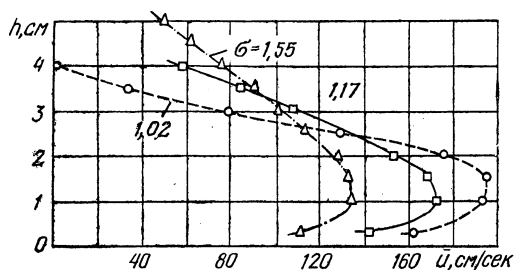


Рис. 2. Эпюры осредненных скоростей в «сжатом» сечении при различной степени затопления прыжка в колодце σ .

колодце σ . Как видно, скорости транзитной струи в затопленном прыжке распределяются по кривой, имеющей максимум. Следует отметить положительное влияние увеличения степени затопления прыжка в колодце, проявляющееся как в уменьшении максимума скорости транзитной струи, так и в сокращении донных скоростей. Кроме того, для этих эпюр характерно наличие точки перегиба, делящей огибающую векторов скоростей (выше максимума скорости транзитного потока) на две части (одну — в пределах транзитного потока, имеющую выпуклость кверху, другую — в области поверхностного вальца выпуклостью книзу). Наличие точки перегиба на эпюре свидетельствует о разных (в связи с различной структурой потока) законах распределения осредненных скоростей по сечению транзитной струи и поверхностного вальца гидравлического прыжка.

В работе А. Н. Рахманова [4] приводятся эпюры осредненных скоростей в ряде сечений гидравлического прыжка, на которых ясно видна точка перегиба эпюры, разделяющая транзитную струю и поверхностный валец.

Принимая точку перегиба эпюры осредненных скоростей за верхнюю границу транзитного потока, можно определить глубину h'_c как вертикальное расстояние от точки перегиба эпюры до оси абсцисс. Сравнение величины расхода, подсчитанного известным путем, исходя из эпюры осредненных скоростей при глубине транзитного потока h'_c , с расходом воды, замеренным на мерном водосливе, показало, что относительная ошибка невелика и не превышает $\pm 3\%$.

П. М. Степанов [5] также определял h'_c , исходя из эпюры осредненных скоростей, «путем вычитания площади эпюр обратного потока из

¹ Методика определения h'_c была выработана в результате проведения специальных опытов с затопленным гидравлическим прыжком (без водобойного колодца), степень затопления которого регулировалась изменением глубины в нижнем бьефе t .

соответствующих площадей прямого потока», что является более трудоемким и, по-видимому, не обеспечивает большей точности, чем в наших опытах.

Кроме указанного метода, исследовалась возможность определения «сжатой» глубины транзитного потока h'_c по уравнению Бернулли. Исходя из уравнения Бернулли для сечения 1—1 и С—С относительно горизонтального дна лотка (см. рис. 1) с обычно принятыми допущениями (в сечении С—С давление распределяется по гидростатическому закону, средняя скорость $v_c = \frac{q}{h'_c}$, коэффициент Кариолиса $\alpha = 1,0$), получаем

$$h'_c = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(E_0 - h)}}, \quad (1)$$

где h — глубина потока в сечении С—С, включая транзитный поток и зону вальца, определенная в опыте при помощи мерной иглы (с точностью до 0,5 см); φ — коэффициент скорости, вычисленный по уравнению Бернулли при отогнанном прыжке и измеренной в опыте глубине h_c .

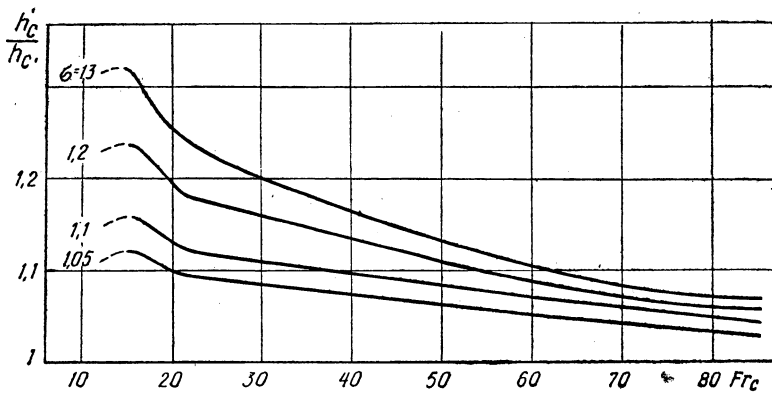


Рис. 3. Изменение отношения $\frac{h'_c}{h_c}$ в зависимости от Frc и σ .

Необходимо отметить, что коэффициент скорости φ , учитывающий сопротивление движению воды по водосливной грани до «сжатого» сечения, в случае затопленного прыжка будет меньше, чем при отогнанном прыжке, так как на некоторой (весьма малой) части водосливной поверхности транзитная струя испытывает большее сопротивление, втекая под поверхностный валец прыжка. Но это уменьшение φ весьма незначительно, и им при расчетах пренебрегалось.

Глубина h'_c , подсчитанная по (1) с использованием необходимых опытных данных (q , F_0 , φ , h), незначительно (не более 2,5%) отличается от глубины h_c , определенной из эпюры осредненных скоростей. При этом следует отметить, что некоторое изменение глубины всего потока h в «сжатом» сечении у водослива (для малых Frc на 0,5 см, а для больших, например для $Frc = 85,8$, до 1,0 см) практически не сказывается на величине h'_c (с точностью до 0,01—0,02 см). Это свидетельствует о возможности допущения неизбежной (в связи с пульсацией свободной поверхности) ошибки в опытном определении h при помощи мерной иглы и объясняет принятую в опытах и указанную выше точность измерения h (до 0,5 см).

Рис. 3, на котором отсутствуют опытные точки, а даны обобщающие их линии, иллюстрирует изменение отношения $\frac{h'_c}{h_c} = f(Fr_c, \sigma)$, где h'_c определялось по (1). Для всего опытного диапазона $Fr_c = 12,3 - 85,8$ с возрастанием степени затопления σ увеличивается глубина транзитного потока в «сжатом» сечении h'_c по сравнению с h_c при отогнанном прыжке. Для малых Fr_c это увеличение происходит в большей степени, чем для больших Fr_c , что является вполне закономерным, так как поток с большим числом Фруда обладает большей кинетичностью струи в «сжатом» сечении и, следовательно, меньшей «чувствительностью» к влиянию затопления.

Из анализа опытных данных (см. рис. 3) следует, что при степени затопления $\sigma = 1,05$ увеличение глубины в «сжатом» сечении для подпертого прыжка в колодце в диапазоне опытных чисел Фруда незначительно и в среднем меньше 10% (достигая 12% при $Fr_c = 15,6$ и 3% при $Fr_c = 85,8$). Поэтому при практических расчетах этим увеличением глубины в «сжатом» сечении можно пренебречь, тем более, что оно вызывает уменьшение Fr_c и ведет к некоторому запасу в расчетах, так как в действительности в колодец будет поступать поток с меньшим Fr_c и тем же расходом, тогда как размеры колодца рассчитаны при несколько большем Fr_c .

Выводы

1. Глубину h'_c в «сжатом» сечении транзитной струи у водослива при затопленном положении прыжка в колодце возможно определять по эпюре осредненных скоростей или по уравнению Бернулли.
2. Незначительным увеличением глубины в «сжатом» сечении для степени затопления $\sigma = 1,05$ в практических расчетах можно пренебречь.

Литература

1. Е. А. Замарин. Проектирование гидротехнических сооружений. М., 1954.
2. И. П. Вопнярский. О длине подпертого прыжка в водобойном колодце. «Изв. вузов СССР. Энергетика». 1965, № 2.
3. И. П. Вопнярский. К определению размеров подпертого прыжка и расчет глубины водобойного колодца. Сб. «Материалы республиканского научно-технического совещания по изучению, комплексному использованию и охране водных ресурсов». Вып. 6. Минск, 1965.
4. А. Н. Рахманов. Очертание поверхностного водоворота и транзитного потока и некоторые скоростные характеристики донного гидравлического прыжка. Изв. ВНИИГ, т. 59, 1958.
5. П. М. Степанов. Установление некоторых параметров затопленной транзитной струи и их использование при гидравлических расчетах. «Изв. вузов СССР. Энергетика», 1961, № 12.

В. И. Кузменков, И. Г. Лазаревич

ИССЛЕДОВАНИЯ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РЕЖИМА НИЖНЕГО БЬЕФА ДВУХЪЯРУСНОГО ВОДОСБРОСА

В состав исследуемого водосброса входят: водослив криволинейного очертания с донным отверстием, двухчочковая труба и водобойный колодец. Схема водосброса представлена на рис. 1.

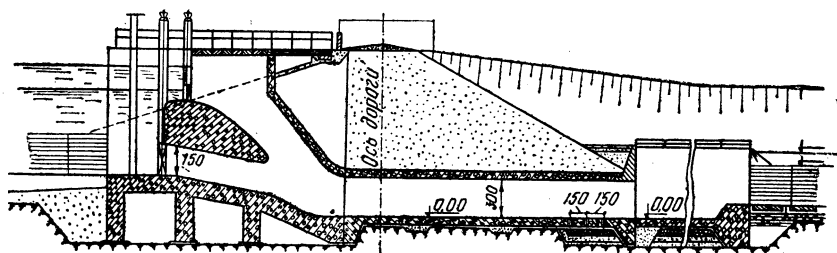


Рис. 1. Продольный разрез по оси водосброса.

Водослив выполнен по координатам Кригера — Офицера для напора 3 м, шириной в свету 5 м, оголовок которого имеет горизонтальную вставку длиной 1,8 м. Донное отверстие выполнено на всю ширину водослива, высота которого при входе равна 1,5 м. Двухчочковая труба прямоугольного сечения 2,5×3 м, длиной 31,8 м горизонтально уложена в теле земляной плотины. Водобойный колодец прямоугольного сечения глубиной 1,5 м, длиной 13 м, шириной на входе 5,3 м, на выходе 10 м (рис. 2). Колодец сопрягается с отводящим каналом шириной по дну 10 м, глубиной 3 м и коэффициентом откоса $m=3$.

Водосброс рассчитан на пропуск паводка 1%-ной обеспеченности, равного 98 м³/сек. При этом расходе разность уровней верхнего и нижнего бьефов равна 5,2 м. Пропуск паводка осуществляется через водосливное и донное отверстия.

Исследования гидравлического режима нижнего бьефа проводились на модели водосброса, выполненной в масштабе 1:20. Отводящий канал с примыкающей поймой по 1 м с каждой стороны моделировался на участке длиной 75 м.

Скорости на начальном участке отводящего канала измерялись скоростью трубой на поперечниках, отстоящих от водобойного колодца на расстояниях 8, 16, 24, 32, 40, 48 и 52 м. Одновременно производились наблюдения за характером движения потока в водобойном колодце и отводящем канале. Отметки уровня воды в нижнем бьефе назначались в соответствии с расходом, поступающим на модель.

При пропуске расходов от 10 до 98 м³/сек двухчочковая труба работала полным выходным сечением. Средняя скорость потока на выходе из трубы в водобойный колодец изменялась от 0,67 до 6,5 м/сек.

При пропуске максимального расхода в водобойном колодце наблюдается значительное колебание уровня. В отводящем канале имеет место явно выраженное сбойное течение потока в левую сторону. Длина левой водоворотной области составляет 26 м, правой — 68 м. Наличие

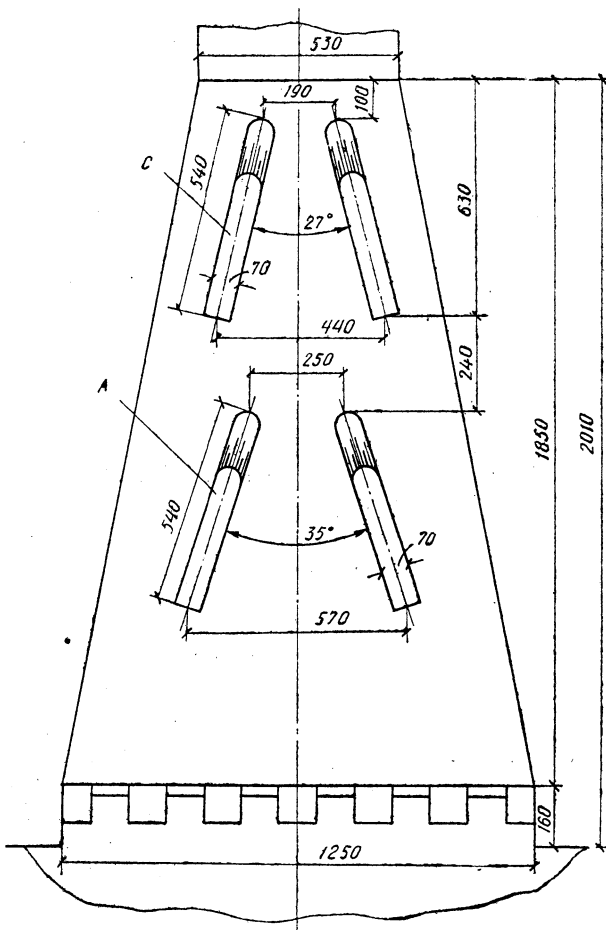


Рис. 2. Плановое расположение гасителей типа IV в водобойном колодце.

сбойного течения вызывало на значительной длине участка отводящего канала большую неравномерность распределения скоростей как донных, так и средних по вертикали в одном и том же поперечном сечении канала.

Для улучшения гидравлического режима в нижнем бьефе были исследованы различные типы гасителей. Наибольший эффект получен при установке в водобойном колодце гасителей типа I, состоящих из двух растекателей (А) со скошенной передней гранью под углом 45° , высотой 1,5 м и стенки гасителя (Б) высотой 0,75 м. Плановое расположение их в колодце приведено на рис. 4. Оценка эффективности работы гасителей устанавливалась на основании сопоставления донных и средних скоростей на вертикалях, замеренных без гасителей и с ними.

На рис. 3 приведены эпюры распределения донных и средних по вертикалям скоростей на различных поперечниках в пределах начального участка отводящего канала. Как видно, наличие гасителей типа I практически устраняет сбйность потока и приводит к уменьшению как донных, так и средних скоростей на соответственных вертикалях.

Постановка гасителя обеспечила более равномерное распределение скоростей в потоке на выходе из водобойного колодца, что привело к значительному уменьшению водоворотных областей на начальном участке отводящего канала. Переформирование скоростей в потоке в основном завершалось на участке длиной 40 м.

Для сокращения длины участка переформирования скоростей в потоке и уменьшения как донных, так и средних скоростей была увеличена ширина по дну отводящего канала с 10 до 12,5 м на участке длиной 48 м. В связи с этим ширина водобойного колодца на выходе увеличилась до 12,5 м, а длина до 18,8 м. На модели этого варианта были

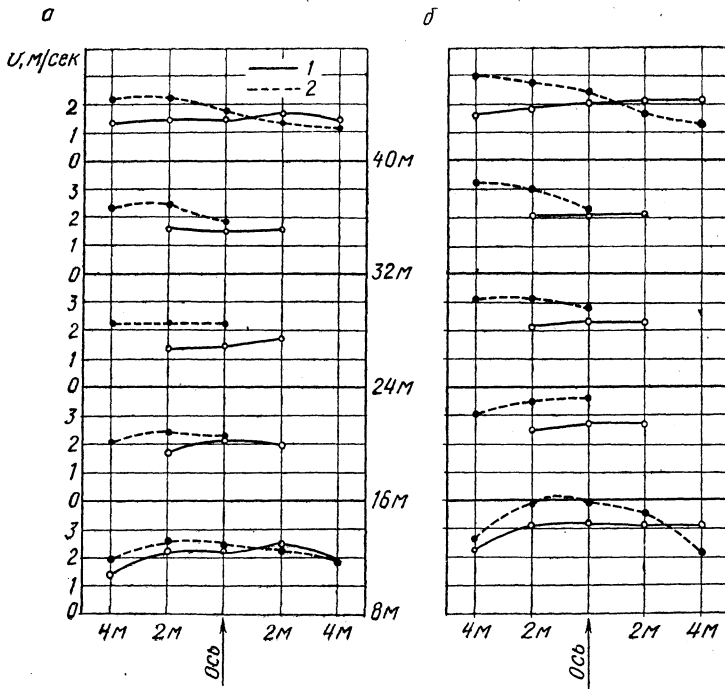


Рис. 3. Эпюры распределения скоростей на начальном участке отводящего канала:

а — донные скорости; б — средние скорости на вертикали; 1 — с гасителями типа I; 2 — без гасителей.

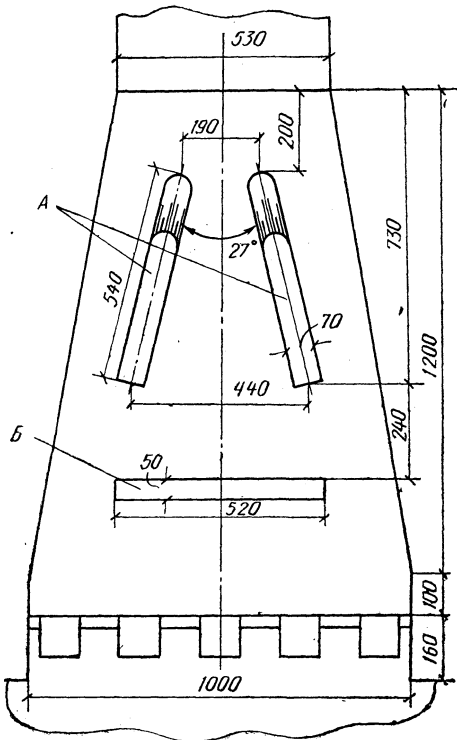


Рис. 4. Плановое расположение гасителей типа I в водобойном колодце.

проведены аналогичные опыты без гасителей и с гасителями типа I и IV.

Расположение в водобойном колодце гасителей типа IV приведено на рис. 2. Гасители состоят из двух пар растекателей (A и C). Высота первой пары 1,3 м, а второй — 1,5 м (соответствует глубине колодца).

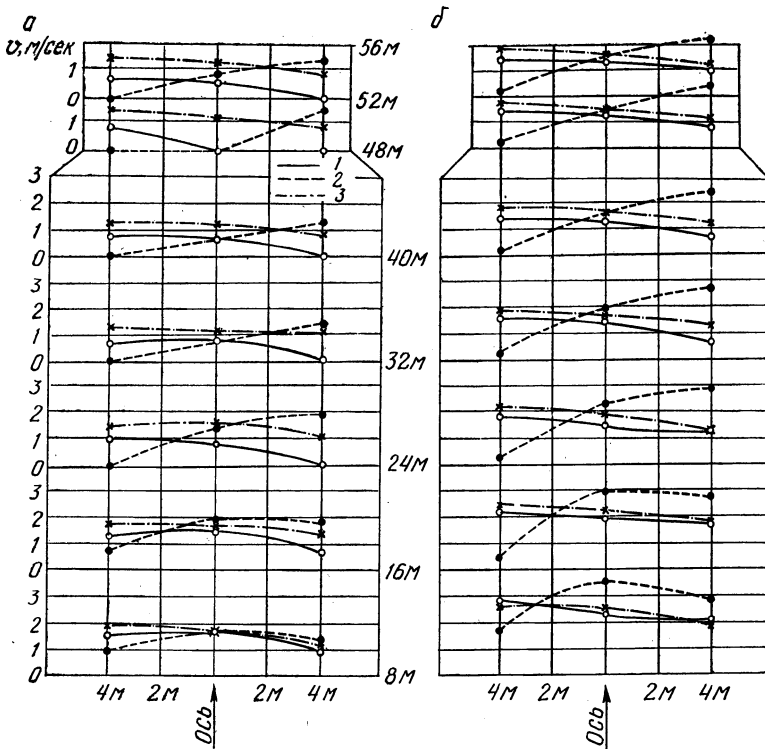


Рис. 5. Эпюры распределения скоростей на начальном участке отводящего канала:

а — донные скорости; б — средние скорости; 1 — с гасителями типа IV; 2 — без гасителей; 3 — с гасителями типа I.

Эпюры распределения донных и средних по вертикалям скоростей на различных поперечниках отводящего канала приведены на рис. 5. Без гасителей имеет место сбойность потока в отводящем канале. Разность средних скоростей по вертикалям на поперечнике 32 м составляет 2,4 м/сек, а на поперечнике 52 м — 1,9 м/сек. Постановка гасителей практически устранила сбойность и привела к выравниванию скоростей.

Сопоставление типов гасителей показывает, что для гасителей типа I разность скоростей на тех же поперечниках соответственно составила 0,65 и 0,62 м/сек, а для гасителей типа IV — 0,91 и 0,48 м/сек. Применение гасителя типа IV привело также к уменьшению как донных, так и средних скоростей на вертикалях (см. рис. 5). Переформирование скоростей в потоке при этом завершилось на участке длиной 32 м.

Таким образом, увеличение ширины по дну отводящего канала на 2,5 м привело к уменьшению длины участка переформирования потока на 8 м.

Проведенные исследования позволяют рекомендовать применение гасителей типа I и IV для сооружений аналогичной конструкции.

И. С. Кувыкин

ВЛИЯНИЕ ФОРМЫ ЖИВОГО СЕЧЕНИЯ И РАСПРЕДЕЛЕНИЯ СКОРОСТЕЙ В ПОТОКЕ НА ВЕЛИЧИНУ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО ПОКАЗАТЕЛЯ РУСЛА

Известная в гидравлике показательная зависимость, которой предложил пользоваться проф. Б. А. Бахметев [1] при расчете плавно изменяющегося движения жидкости в открытых призматических руслах с постоянным уклоном дна, имеет вид:

$$\left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^2 = \left(\frac{K_1}{K_2}\right)^2 = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^\chi, \quad (1)$$

где χ — гидравлический показатель русла; h_1, h_2 — глубины потока, соответствующие расходам Q_1 и Q_2 (или модулям расхода K_1 и K_2) в русле при равномерных режимах.

Несмотря на кажущийся простой вид этой формулы, она не находит широкого применения в практике гидравлических расчетов в силу сложности определения гидравлического показателя χ . Теоретический анализ зависимости (1) и сопоставление данных экспериментальных исследований показали, что гидравлический показатель χ зависит не только от формы, размеров и шероховатости русел [2, 3, 4], но и от характера распределения скоростей в потоке.

Чтобы установить связь между гидравлическим показателем русла χ и характером распределения осредненных скоростей в потоке, воспользуемся дифференциальным уравнением распределения скоростей, полученным применительно к плоскому установившемуся потоку [5]:

$$\frac{du}{u} = x \frac{dy}{y}, \quad (2)$$

где u — местная осредненная скорость в точке потока, расположенной по нормали на расстоянии y от дна русла; x — параметр, вытекающий из закона распределения скоростей в пределах одного пограничного слоя.

Параметр x имеет функциональную связь с коэффициентом Шези, постоянной Прандтля—Кармана и коэффициентом Кориолиса α [5, 6, 7]. Последняя осуществляется с помощью аналитической формулы, проверенной экспериментальными исследованиями:

$$x = \frac{\ln \alpha}{2 \ln \frac{y_c}{y_v}} = \frac{\ln \alpha}{2 \ln \frac{\delta}{\beta}}, \quad (3)$$

где y_c — расстояние от дна до центра тяжести живого сечения, где жидкость движется со скоростью u_c ; y_v — расстояние до точки, движущейся со средней скоростью потока v ; δ, β — коэффициенты, вытекающие из отношения этих расстояний к глубине (высоте) пограничного слоя.

При известных значениях α , δ , β формула (3) позволяет параметр x , относящийся к любой конфигурации сечения потока, условно привести к модели плоского потока.

Величину δ для каждой формы сечения русел можно определить аналитически, а величины α и β — экспериментальным путем.

Для открытых естественных и искусственных широких русел коэффициент $\alpha = 1,1-1,2$, а $\beta = 0,36-0,40$ [2, 4, 7]. В исследованных автором железобетонных лотках параболической и полуциркулярной формы, а также в трапециевидальных каналах с облицованными бетоном откосами (оросительные системы Ростовской области) коэффициент α составлял $1,05-1,18$, а коэффициент β — $0,2-0,3$. На моделях лотков с гладкими стенками, исследованными в лабораторных условиях [8], коэффициент α в зависимости от различных форм сечения был равен $1,05-1,12$, а β от $0,17-0,27$.

Чтобы установить степень влияния формы живого сечения и образующегося в нем поля осредненных скоростей на величину гидравлического показателя русла χ при плавном изменяющемся движении жидкости в открытых руслах, воспользуемся формулой средней скорости, предложенной ранее автором [7, 8] для расчета шероховатых русел:

$$v = \frac{1}{\sqrt{\alpha}} u_c = \frac{1}{n} R^{x+0,5} \sqrt{i}, \quad (4)$$

где n — коэффициент шероховатости; R — гидравлический радиус; i — гидравлический уклон.

Опытные наблюдения автора за движением жидкости в каналах и лотках различной формы сечения, а также данные исследований других авторов [1, 2, 4] показали, что при постоянном уклоне в руслах с геометрически правильной формой сечения (широком прямоугольном, трапециевидальном, параболическом, треугольном), глубина наполнения пропорциональна гидравлическому радиусу, т. е.

$$h = \sigma R, \quad (5)$$

показатель степени x практически не изменяет своего значения при переходе от h_1 к h_2 . В этом случае коэффициенты α , δ , β практически остаются неизменными. Отсюда следует, что отношение средних скоростей в различных сечениях потока в соответствии с формулами (4) и (5) можно записать так:

$$\frac{v_1}{v_2} = \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1} \right)^{x+0,5} \left(\frac{h_1}{h_2} \right)^{x+0,5}. \quad (6)$$

В зависимостях (5), (6) коэффициент σ близок к постоянному значению и численно его можно определить по следующим формулам: в трапециевидальном русле:

$$\sigma = \frac{\psi + 2\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \varphi}}{\psi + \operatorname{ctg} \varphi}, \quad (7)$$

где $\psi = \frac{b}{h}$; b — ширина русла по дну; h — глубина; φ — угол наклона

откоса к горизонту; в треугольном русле:

$$\sigma = \frac{2\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \varphi}}{\operatorname{ctg} \varphi}; \quad (8)$$

в прямоугольном широком русле:

$$\sigma = 1 + \frac{2}{\psi} \quad (9)$$

В русле треугольного профиля $\sigma = \text{const}$. Наибольшее отклонение коэффициента σ от постоянного значения наблюдается для русел прямоугольного сечения, но и для них здесь, даже при изменении h_1 по сравнению с h_2 в 1,5 раза, отклонения σ_1 от σ_2 составляют 10%.

Если пренебречь этими отклонениями и принять $\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right)^{x+0,5} \approx 1$, то формула (6) примет вид

$$\frac{v_1}{v_2} = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^{x+0,5} \quad (10)$$

Квадратичное отношение расходов

$$\left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^2 = \left(\frac{\omega_1}{\omega_2}\right)^2 \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^{2x+1}, \quad (11)$$

где ω_1, ω_2 — площади живых сечений, которые в руслах геометрически правильной формы в большинстве своем изменяются пропорционально глубине их наполнения. Если учесть это свойство, то из общей формулы (11) можно получить следующие формулы для русел различных форм и соответствующие им гидравлические показатели русла χ : для русел широкого прямоугольного профиля, где $\omega = bh$:

$$\left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^2 = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^{2x+3}, \quad \chi = 2x + 3; \quad (12)$$

для русел треугольного профиля с одинаковыми углами наклона откосов к горизонту, где $\omega = \text{ctg} \varphi h^2$:

$$\left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^2 = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^{2x+5}, \quad \chi = 2x + 5; \quad (13)$$

для русел трапецидального профиля, где $\omega = (b + \text{ctg} \varphi h)h$:

$$\left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^2 = \left(\frac{b + \text{ctg} \varphi h_1}{b + \text{ctg} \varphi h_2}\right)^2 \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^{2x+3} = \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^2 \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^{2x+3}, \quad (14)$$

где B_1 и B_2 — размеры ширины русла по верху, профиль которого можно представить в виде трапеции с одной вертикальной боковой стороной, $B = b + \text{ctg} \varphi h$.

После несложных математических преобразований показательную зависимость (1) для трапецидального русла можно представить так:

$$\left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^2 = \left[1 - \frac{\text{ctg} \varphi (h_2 - h_1)}{b + \text{ctg} \varphi h_2}\right]^2 \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^{2x+3} = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^\chi, \quad (15)$$

откуда

$$\chi = 2x + 3 + \frac{2 \ln \left[1 - \frac{\text{ctg} \varphi (h_2 - h_1)}{b + \text{ctg} \varphi h_2}\right]}{\ln h_1 - \ln h_2}. \quad (16)$$

Для русел параболического профиля, где $\omega = \frac{2}{3} Bh$; B — ширина русла по верху, формула (11) будет иметь вид:

$$\left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^2 = \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^2 \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^{2x+3} \quad (17)$$

Если B_1 и B_2 выразить через каноническое уравнение $Y=2pX^2$, то получим равенство

$$\left(\frac{B_1}{B_2}\right)^2 = \frac{h_1}{h_2}, \quad (18)$$

после чего формула (17) запишется так:

$$\left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^2 = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^{2x+4}, \quad \chi = 2x + 4. \quad (19)$$

Предлагаемые расчетные зависимости для определения гидравлического показателя русла в зависимости B . А. Бахметева хорошо согласуются с числовыми значениями Н. Н. Павловского [2] и ряда других авторов.

Литература

1. *Б. А. Бахметев*. О неравномерном движении жидкости в открытом русле. М., 1932.
2. *Н. Н. Павловский*. Гидравлический справочник. М., 1937.
3. *B. Bjarsch*. Die Verfahren der Berechnung stationär ungleichförmiger Strömungen in offenen Gerinnen regelmäßigen Querschnitts. Wasserwirtschaft—Wassertechnik, 1966, № 2.4.
4. *Р. Р. Чугаев*. Гидравлика. М., 1963.
5. *И. С. Кувыкин*. Исследование влияния скоростной структуры турбулентного потока на пропускную способность круглых напорных и безнапорных труб. Тр. Южн. науч.-исслед. ин-та гидротехники и мелиорации, вып. 12, 1967.
6. *И. С. Кувыкин*. Значение постоянной Прандтля—Кармана в свете новых показательных зависимостей. Сб. «Вопросы гидротехники и мелиорации». Новочеркасск, 1967.
7. *И. С. Кувыкин*. Нов метод за определяне коэффициента на Кориолис в зависимост от профила на хидравлично русло и скоростната структура на течението. «Хидротехника и мелиорации», 1969, № 3.
8. *И. С. Кувыкин*. Исследование гидравлических сопротивлений в открытых водоводах различной формы сечения. Сб. науч. тр. БСХА, т. 59, 1969.

Н. В. Синицын

ИССЛЕДОВАНИЕ ПОТОКА НА ВОДОСЛИВЕ С ШИРОКИМ ПОРОГОМ

При проектировании гидротехнических сооружений часто приходится производить гидравлические расчеты водосбросных сооружений, работающих по схеме водослива с широким порогом (водосбросных отверстий плотин, совмещенных ГЭС, регулирующих, перегораживающих и водомерных сооружений на открытой регулирующей сети, мостов и безнапорных труб под насыпями дорог). В решении ряда задач по теории водослива с широким порогом (определение его пропускной способности, построение кривых свободной поверхности и т. д.) часто используются методы гидравлики установившегося неравномерного движения. Этим самым предполагается пренебрежимо малая степень искривления и расходимости струек, наличие на отдельных участках порога потока с медленно изменяющимся движением и гидростатическим законом распределения давлений по живому сечению.

Однако в настоящее время существует мнение [1, 2, 3, 4, 5], что явления, происходящие на водосливе с широким порогом, связаны со значительной деформацией потока в вертикальной плоскости. Следовательно, попытки раскрыть основные закономерности истечения через водослив не могут быть успешными до тех пор, пока не будут изучены основные свойства и характеристики такого деформированного потока.

В гидротехнической лаборатории Белорусского политехнического института была выполнена и установлена в зеркальном лотке модель водослива с широким порогом из органического стекла (рис. 1). Ее размеры: длина порога $c=40,0$ см, ширина $b=10,0$ см, высота порога p в первой серии опытов равнялась $20,0$ см, во второй — $10,0$ см. Напор на водосливе H изменялся приблизительно от $1,5$ до $20,0$ см через $1,5$ см, что позволило иметь соотношение $\frac{c}{H} \approx 2,0-25,0$. Исследовался поток, который имел место при переливе воды через порог с острой входной кромкой, отсутствии бокового сжатия на входе и подтопления со стороны нижнего бьефа.

Было проведено около 30 опытов. В каждом опыте измерению подле-

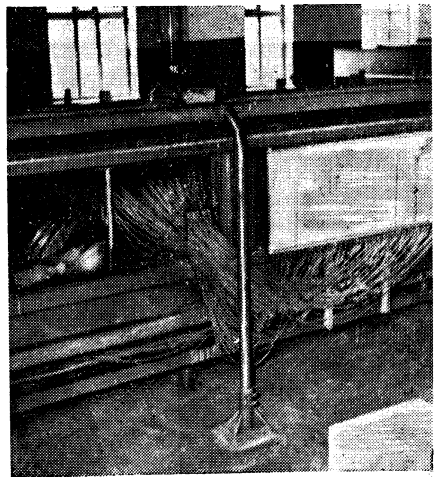


Рис. 1. Общий вид модельной установки.

жали: расход Q (л/сек), отметки свободной поверхности ∇ (см) и давления $\frac{P}{\gamma}$ (см) по глубине потока в ряде створов на пороге. Пропускная способность водослива определялась с помощью треугольного мерного водослива, установленного в оголовке лотка. Для определения отметок свободной поверхности (глубин на пороге) использовалась подвижная мерная игла. Давления в потоке измерялись с помощью пьезометров, установленных в полубычке и пороге заподлицо с их лицевыми гранями.

Продольные профили потока, построенные на основании данных эксперимента, позволили выделить три основные схемы свободной поверхности потока на пороге водослива (рис. 2). Водослив с участком

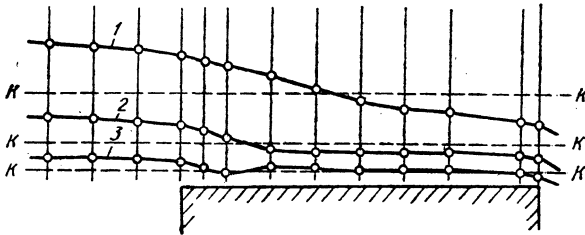


Рис. 2. Характерные профили потока на пороге водослива:

$$1 - \frac{c}{H} = 2,5; \quad 2 - \frac{c}{H} = 5,5; \quad 3 - \frac{c}{H} = 13,5; \quad K-K - \text{линии критических глубин.}$$

приблизительно горизонтальной свободной поверхности (кривая 2) имеет место лишь при $4,5 \leq \frac{c}{H} \leq 10,0$. Этот участок сопрягается с верхним бьефом посредством криволинейного участка с выпуклой поверхностью в начале и вогнутой — в конце. Такую форму истечения через водослив и имеют в виду, когда говорят о наличии на пороге параллельноструйного движения. Глубины приблизительно параллельноструйного потока меньше критической. При $\frac{c}{H} \leq 4,5 - 5,0$ имеет место схема течения с непрерывным понижением глубин вдоль потока (кривая 1). Следовательно, здесь на всем протяжении порога поток деформируется; при этом в начале поверхность потока выпуклая, затем на средней части вогнутая и на споре с порога опять выпуклая. В соответствии с этим имеется две точки перегиба кривой свободной поверхности, причем в первой глубина больше, а во второй — меньше критической. Переход через критическую глубину происходит на участке искривления свободной поверхности выпуклостью вниз. При значительной длине порога ($\frac{c}{H} > 10,0 - 12,5$) устанавливается течение, близкое к волнообразному (кривая 3). Глубины здесь на всем протяжении порога больше критической. При весьма значительной длине порога ($\frac{c}{H} > 20,0$) поток принимает форму кривой спада в канале с горизонтальным дном.

Анализ эпюр давлений, построенных по показаниям пьезометров, свидетельствует о наличии в деформированном водосливном потоке значительных сил инерции, обусловленных кривизной линий токов и приводящих к нарушению гидростатического распределения давлений (рис. 3). На начальном участке порога, где поток имеет явно выпуклую

свободную поверхность, наблюдается дефицит (недостаток) давлений до гидростатических. На участке вогнутой свободной поверхности наблюдается избыток давлений над гидростатическими. В сечении, где свободная поверхность потока переходит от вогнутой к выпуклой ($\frac{c}{H} < 4,5$), а также на участке приблизительно параллельноструйного течения ($4,5 \leq \frac{c}{H} \leq 10,0$), давления близки к гидростатическим. На сходе с водослива, где имеет место значительное понижение глубин и образование участка с резким изменением кривизны выпуклой свободной по-

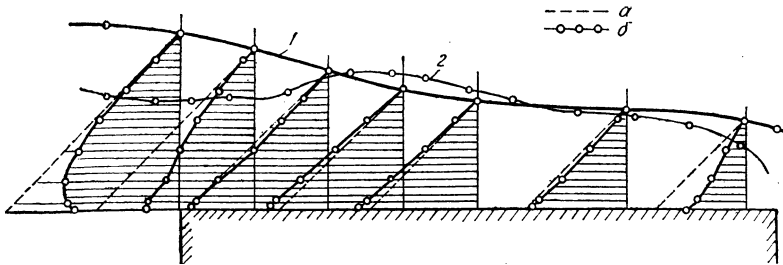


Рис. 3. Характер изменения давлений в потоке на пороге водослива ($\frac{c}{H} = 3,0$):

1 — линия свободной поверхности; 2 — линия донных давлений; а — эпюра давлений при их распределении по гидростатическому закону; б — эпюра давлений по опытным данным.

верхности, давления значительно меньше гидростатических. Следует отметить, что в сечениях, где не соблюдается гидростатический закон распределения давлений, характер «негидростатичности» по высоте потока различен и обусловлен неодинаковостью искривления струек по глубине. Поэтому о результирующей величине удельной потенциальной энергии сечения нельзя судить по показаниям отдельных пьезометров, например, только донных, поскольку они фиксируют лишь местные, «локальные» давления. Необходимо рассматривать всю эпюру распределения давлений в сечении.

С учетом этих обстоятельств следует с осторожностью относиться к тем зависимостям и выводам, которые получены для водослива с широким порогом без учета деформации потока без учета компонентов ускорения в плоскости поперечного сечения.

Так, для водослива с широким порогом из уравнения энергии и уравнения расхода получено известное выражение

$$q = \varphi h \sqrt{2g(H_0 - h^*)}, \quad (1)$$

где q — удельный расход; h — глубина параллельноструйного участка на пороге; h^* — удельная потенциальная энергия в сечении на пороге; H_0 — полный напор перед водосливом; φ — коэффициент скорости.

Уравнение (1) не дает однозначного решения, так как при данном H_0 значения q могут быть различными в зависимости от глубины h , удельной энергии h^* .

Следовательно, для данного уравнения необходимо еще дополнительное условие. С этой целью исследователями были предложены постулаты о максимуме расхода, о минимуме удельной энергии в сечении на пороге водослива и др. Накопленный экспериментальный мате-

риал, однако, не подтвердил их справедливость. Действительная глубина на пороге получается меньше критической.

Универсальной, общепризнанной зависимости, которая определяла бы значение глубины h , а равно и h^* , получить не удалось. Поэтому в настоящей работе делается попытка найти связь между относительной глубиной $\frac{h}{H_0}$ и степенью стеснения потока $\frac{H}{H+p}$ для условий опыта. Наличие картины распределения давлений (в отдельных сечениях) по всей длине порога позволило совершенно четко определить сечение (участок), где имеет место гидростатический закон распределения давлений. Они находятся за участком с вогнутой свободной поверхностью, т. е. при переходе от этого участка ко второму участку с выпуклой поверхностью. Это обстоятельство дало возможность принять глубину h в таком сечении за меру удельной потенциальной энергии h^* и считать ее расчетной характеристикой сечения.

В общем же случае отождествлять эти два понятия нельзя, так как они в искривленном потоке неравнозначны. Если, например, вместо уравнения (1) для определения расхода использовать обычную формулу вида

$$q = m \sqrt{2g H_0^{3/2}}, \quad (2)$$

то в случае отсутствия на пороге сечения с гидростатическим распределением давлений, что не исключено при малых $\frac{c}{H}$ и $\frac{p}{H}$ (поток по всей длине порога имеет выпуклую свободную поверхность), значение коэффициента расхода

$$m = \varphi \frac{h}{H_0} \sqrt{1 - \frac{h^*}{H_0}} \quad (3)$$

может оказаться заниженным, так как результирующее давление h^* здесь меньше глубины h .

После определения, таким образом, для каждого из 26 опытов расчетной (а не сжатой) глубины, анализу была подвергнута связь между относительными величинами $\frac{h}{H_0}$ и $\frac{H}{H+p}$. Обработка экспериментальных данных показала (рис. 4), что эта зависимость $\frac{h}{H_0} = f\left(\frac{H}{H+p}\right)$ может быть описана следующим выражением (уравнением параболы со смещенным фокусом):

$$\frac{h}{H_0} = 0,506 + 0,61 \left(\frac{H}{H+p} - 0,325 \right)^2. \quad (4)$$

Наличие эпюр распределения давлений в сечениях по длине потока дало возможность более точно оценить и значение коэффициента скорости φ , характеризующего потери как на входе, так и на самом пороге.

Формула для определения φ имела вид

$$\varphi = \frac{q}{0,443 h \sqrt{H_0 - h}}, \quad (5)$$

где q — расход водослива, л/сек; h — глубина потока в расчетном сечении и одновременно мера потенциальной удельной энергии, см; H_0 —

полный напор перед водосливом, см; $0,443 = 0,01 \sqrt{2g}$, где g выражено в см/сек².

Полученные данные подтверждают, что коэффициент скорости существенно зависит от степени стеснения потока (параметра $\frac{H}{H+p}$). При

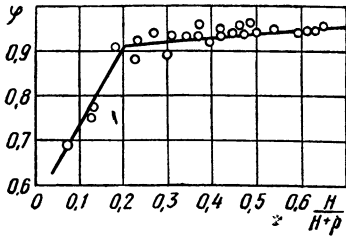


Рис. 4. Зависимость $\frac{h}{H_0} = f\left(\frac{H}{H+p}\right)$.

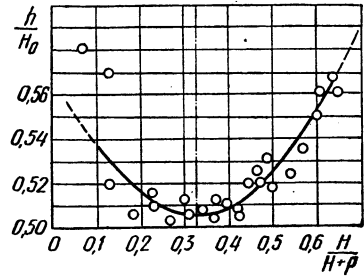


Рис. 5. Зависимость $\varphi = f\left(\frac{H}{H+p}\right)$.

этом, в зоне $\frac{H}{H+p}$ свыше 0,2 при наличии нескругленной входной кромки между φ и $\frac{H}{H+p}$ имеет место прямолинейная связь (рис. 5):

$$\varphi = 0,91 + 0,80 \left(\frac{H}{H+p} - 0,20 \right). \quad (6)$$

В зоне сильного стеснения потока ($\frac{H}{H+p} \leq 0,2$) значение коэффициента φ можно определить по формуле

$$\varphi = 0,65 + 1,75 \left(\frac{H}{H+p} - 0,05 \right). \quad (7)$$

Экспериментальные зависимости для h и φ позволяют по формуле (3) определить для данной конструкции водослива с широким порогом (в диапазоне $\frac{H}{H+p}$ от 0,1 до 0,9) значения коэффициентов расхода (табл. 1).

Т а б л и ц а 1

$\frac{H}{H+p}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$\frac{h}{H_0}$	0,537	0,515	0,506	0,509	0,524	0,552	0,592	0,643	0,709
$1 - \frac{h}{H_0}$	0,463	0,485	0,494	0,491	0,476	0,448	0,408	0,357	0,291
$\sqrt{1 - \frac{h}{H_0}}$	0,690	0,695	0,701	0,700	0,688	0,668	0,638	0,597	0,540
φ	0,740	0,910	0,918	0,926	0,934	0,942	0,950	0,958	0,966
$m_{расч}$	0,270	0,325	0,326	0,330	0,337	0,348	0,359	0,368	0,370
$m_{ту 12-51}$	0,320	0,327	0,332	0,337	0,342	0,360	0,364	0,375	0,378

Как показывает сравнение значений m , вычисленных и рекомендуемых техническими условиями [6], расчетные коэффициенты расхода получились несколько ниже. Особенно большая разница при высоком пороге и большом соотношении $\frac{c}{H}$ (свыше 20). В целом же расхождение значений m не превышает 3%.

Литература

1. В. В. Смыслов. Теория водосливов с широким порогом. Киев, 1956.
2. В. В. Смыслов. К решению задачи о незатопленном водосливе с широким порогом. Сб. «Гидравлика и гидротехника». Вып. 7. Киев, 1968.
3. В. А. Шаумян. Научные основы орошения и оросительных сооружений. М., 1948.
4. В. Т. Чоу. Гидравлика открытых каналов. М., 1969.
5. А. Р. Березинский. Пропускная способность водослива с широким порогом. М.—Л., 1950.
6. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений. Гидравлические расчеты водосливов (ТУ-12-51). М.—Л., 1952.

И. В. МИНАЕВ

ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПАРАМЕТРОВ ВЕРТИКАЛЬНОГО ДРЕНАЖА МЕТОДОМ АППРОКСИМАЦИИ

В обширной литературе по вертикальному дренажу, появившейся в последние годы в связи с развитием дренажных работ в Голодной степи и других районах СССР, освещены многие вопросы проектирования и строительства скважин, предназначенных для понижения уровня грунтовых вод. Рассмотрены вопросы районирования вертикального дренажа [1, 2, 3], гидромеханического расчета притока воды к скважинам [4, 5, 6, и др.], балансовые расчеты, определяющие количество и дебит грунтовых вод [7], подлежащих откачке, подбор насосов и гидромеханического оборудования [8]. Значительно меньше работ посвящено технико-экономическому расчету вертикального дренажа [9, 10, 11].

Параметры вертикального дренажа (глубина скважин, величина понижения динамического уровня, диаметр фильтра и др.) следует рассчитывать таким образом, чтобы получать их оптимальные размеры по условию минимальных ежегодных затрат. В приведенных работах освещен технико-экономический расчет скважины вертикального дренажа по какому-либо одному параметру.

Наиболее существенным параметром, определяющим ежегодные издержки, является величина динамического водопонижения в скважине. Правильный выбор этого параметра может снизить ежегодные издержки в 1,5—2 раза, однако существенное значение имеет также выбор оптимальной глубины несовершенной (по вскрытию пласта) скважины (до 50%). Меньшее значение имеют другие параметры. Здесь необходимо отметить, что снижение ежегодных издержек может быть существенным только в отношении ограниченного числа параметров.

Опыт показывает, что различные параметры сооружения не в одинаковой степени влияют на его стоимость, причем оптимизация каждого параметра не приводит к равномерному снижению стоимости, а обязательно находятся два-три наиболее существенных.

Затраты времени на оптимизацию всех параметров часто не оправдываются ввиду незначительного конечного результата, а также невозможности практически выдержать полученные размеры ввиду стандартизации, допусков, запаса и прочих причин при строительстве сооружения. Обычно многопеременные задачи проще в логической и математической формулировке, но весьма сложны при получении окончательных результатов. В данной работе применяется метод аппроксимации, который целесообразно использовать при ограниченном количестве переменных.

Метод аппроксимации. Рассмотрим некоторую функцию от двух переменных $F(u, v)$, непрерывную и дифференцируемую по обоим переменным. Функция F может быть весьма сложной в смысле вычислительного процесса, однако она вычислима и поэтому может быть задана таблицей своих значений. Аргументы принимают значения на промежутках конечной длины.

Сначала находятся аппроксимирующие функции по каждой из двух независимых переменных, затем суперпозицией линейных уравнений находится матрица, элементы которой становятся членами аппроксимирующей функции $P=f(u, v)$ от двух переменных. Для точечной интерполяции по одной переменной мы применяем метод наименьших квадратов, а также метод средних [12] или равных сумм [13]. Для большей наглядности изложения приведем таблицу (табл. 1) значений функции двух переменных $F(u, v)$, в которой аргументы принимают значения натурального ряда чисел от 1 до 4.

Таблица 1

$u \backslash v$	1	2	3	4
1	2	5	10	17
2	3	6	11	18
3	4	7	12	19
4	5	8	13	20

В табл. 1 выберем значения по одной переменной, например v , оставляя u постоянной и этим самым сведем задачу к интерполированию функции F по одной переменной v . Рассматривается, следовательно, одна строка таблицы значений функции F , для примера взята строка при $u_0=2$.

Предположим, что строку значений функции F аппроксимирует функция вида

$$P_v = \sum b_k v^k, \quad (1)$$

причем ограничимся только двумя значениями k : 0 и 2.

В развернутом виде

$$P_v = b_0 + b_2 v^2. \quad (1')$$

Для определения коэффициентов b_0 и b_2 применим метод средних [12]. Сущность метода сводится к уравниванию правой и левой частей уравнения. Для выбранной строки коэффициенты согласно методу средних определяются из следующей системы двух линейных уравнений:

$$\begin{cases} 3 + 6 = 2b_0 + (1^2 + 2^2)b_2, \\ 11 + 18 = 2b_0 + (3^2 + 4^2)b_2, \\ 9 = 2b_0 + 5b_2, \\ 29 = 2b_0 + 25b_2. \end{cases}$$

Решая систему уравнений, получаем $b_0=2$, $b_2=1$, следовательно, аппроксимирующее уравнение с числовыми коэффициентами будет иметь вид $P_v = 2 + v^2$. Придавая значения v от 1 до 4, получим значения второй строки в табл. 1.

В более компактном виде предыдущие уравнения записываются следующим образом:

$$z_i = \sum b_k \beta_{ki} \quad (i = 1, 2), \quad (2)$$

где $z_1 = F_{\sigma=1} + F_{\sigma=2}$; $z_2 = F_{\sigma=3} + F_{\sigma=4}$, т. е. равны сумме значений функции, сгруппированных по два на каждом участке; отсюда для $u_0=2$: $z_1=9$, $z_2=29$.

Для дальнейшего изложения метода аппроксимации необходимо решение системы линейных уравнений представить в матричном виде:

$$\begin{bmatrix} z_1 \\ z_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2 & 5 \\ 2 & 25 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} b_0 \\ b_2 \end{bmatrix}$$

или в буквенном виде:

$$\begin{bmatrix} z_1 \\ z_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \beta_{11} & \beta_{12} \\ \beta_{21} & \beta_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} b_0 \\ b_2 \end{bmatrix}.$$

Выразим коэффициенты b_0 и b_2 через матрицу $[\beta_{ij}]$ и матрицу-столбец $[z_i]$, где $i=1,2$; $j=1,2$. Для этого нужно найти обратную матрицу B для $[\beta_{ij}]$ по известным правилам линейной алгебры [14]. Так, для матрицы $[\beta_{ij}]$ обратной будет следующая матрица:

$$B = \begin{bmatrix} \frac{5}{8} & -\frac{1}{8} \\ -\frac{1}{10} & \frac{1}{10} \end{bmatrix}.$$

Коэффициенты b_0 и b_2 в матричном виде выражаются следующим равенством:

$$\begin{bmatrix} b_0 \\ b_2 \end{bmatrix} = B \begin{bmatrix} z_1 \\ z_2 \end{bmatrix} \quad (3)$$

или

$$[b_k] = B [z_i], \quad (3')$$

где $[b_k]$ и $[z_i]$ — матрицы-столбцы с прежними значениями индексов. Уравнение (1') также можно представить в матричном виде:

$$P_v = [1 \cdot v^2] \begin{bmatrix} b_0 \\ b_2 \end{bmatrix}. \quad (4)$$

Тогда, подставляя в (4) выражение коэффициентов из (3), получим аппроксимирующую функцию, представленную в виде произведения трех матриц:

$$P_v = [1 \cdot v^2] B \begin{bmatrix} z_1 \\ z_2 \end{bmatrix} \quad (5)$$

или в более компактном виде

$$P_v = [v^k] B [z_i], \quad (5')$$

где $[v^k]$ — матрица-строка, а $[z_i]$ — матрица-столбец; $k=0; 2$; $i=1; 2$.

Подставим в (5) численные значения матриц B и z_i и перемножим все три матрицы:

$$P_v = [1 \cdot v^2] \begin{bmatrix} \frac{5}{8} & -\frac{1}{8} \\ -\frac{1}{20} & \frac{1}{20} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 9 \\ 20 \end{bmatrix} = [1 \cdot v^2] \begin{bmatrix} 2 \\ 1 \end{bmatrix} = 2 + v^2.$$

Результат такой же, как и при решении системы линейных уравнений. Рассмотрим теперь один столбец таблицы функции F , например, при $v_0=2$.

Предполагаем, что аппроксимирующей функцией по u будет выражение вида

$$P_u = \sum_m a_m \cdot u^m, \quad (6)$$

где m принимает только два значения: 1 и 0.

В развернутом виде

$$P_u = a_1 u + a_0. \quad (6')$$

Методом равных сумм для выбранного столбца найдем систему линейных уравнений с неизвестными, которыми являются коэффициенты уравнения (6'):

$$\begin{cases} z_1^* = 3a_1 + 2a_0 = 11, \\ z_2^* = 7a_1 + 2a_0 = 15 \end{cases}$$

или в матричном виде

$$\begin{bmatrix} z_1^* \\ z_2^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3 & 2 \\ 7 & 2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_1 \\ a_0 \end{bmatrix}.$$

В более компактном виде

$$[z_i^*] = [\alpha_{ij}] [a_m],$$

где $i=1; 2; j=1; 2; m=1; 0$.

Найдя обратную матрицу для $[\alpha_{ij}]$, выразим матрицу-столбец $[a_m]$ в явном виде:

$$\begin{bmatrix} a_1 \\ a_0 \end{bmatrix} = A \begin{bmatrix} z_1^* \\ z_2^* \end{bmatrix}, \quad (7)$$

где $\begin{bmatrix} a_1 \\ a_0 \end{bmatrix}$ — матрица-столбец коэффициентов уравнения (6); $\begin{bmatrix} z_1^* \\ z_2^* \end{bmatrix}$ — матрица-столбец сумм значений функции, сгруппированных по два по переменной u : $z_1^*=11$, $z_2^*=15$ (для $v_0=2$); A — матрица, обратная матрице $[\alpha_{ij}]$.

Численное значение матрицы A для выбранного столбца значений табл. 1 будет равно

$$A = \begin{bmatrix} -\frac{1}{4} & \frac{1}{4} \\ \frac{7}{8} & -\frac{3}{8} \end{bmatrix}.$$

Поскольку уравнение (6) можно представить в матричном виде, его можно сразу выразить через матрицы A и $[z_i^*]$ аналогично предыдущему примеру:

$$P_u = [u^m] A [z_i^*]. \quad (8)$$

Подставим численные значения матриц A и $[z_i]$ в (8) и вычислим аппроксимирующую функцию для выбранного столбца табл. 1:

$$P_u = [u1] \begin{bmatrix} -\frac{1}{4} & \frac{1}{4} \\ \frac{7}{8} & -\frac{3}{8} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 11 \\ 15 \end{bmatrix} = [u1] \begin{bmatrix} 1 \\ 4 \end{bmatrix} = u+4.$$

Следовательно, для данного столбца аппроксимирующей будет функция $P_u = u+4$.

При определении алгебраического значения функции для других столбцов или строк табл. 1 вид функций не будет меняться, а численные значения коэффициентов изменяются.

Рассмотрим часть значений табл. 1.

Таблица 2

$u \backslash v$	1	2	3	4
1		5		
2		6	11	
3	3	7		18
4		8		

Для второй строчки и второго столбца получены аппроксимирующие уравнения. Ставится задача найти аппроксимирующее уравнение $P_{uv} = f(u, v)$, которое позволило бы заполнить оставшиеся незаполненными числами клетки.

Все числа табл. 2 — значения исходной функции F , поэтому каждое из них является значением по одному направлению (горизонтальному) функции F по переменной v , по другому (вертикальному) — значениями по переменной u . Из выражения (5) следует, что значения z_1 и z_2 являются значениями функции по v , но их можно выразить и как значения по переменной u . Действительно, выражение (6') определяет те же числа, которые входят в z_1 и z_2 .

Тогда

$$z_1 = F_{v=1} + F_{v=2} = a_{11}u + a_{12};$$

$$z_2 = F_{v=3} + F_{v=4} = a_{21}u + a_{22}.$$

Коэффициенты a_{ij} все различны, так как $F_{v=1}, F_{v=2}$ находятся в разных столбцах таблицы, а для каждого столбца коэффициенты a_1 и a_0 в уравнении (6') будут различными.

В матричном виде система уравнений запишется так:

$$\begin{bmatrix} z_1 \\ z_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u \\ 1 \end{bmatrix}, \quad (9)$$

тогда равенство (5) можно представить в виде

$$P_{vu} = [1v^2] B \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ 1 \end{bmatrix}. \quad (10)$$

Но, согласно (7), коэффициенты уравнений для каждого столбца таблицы (по направлению u) можно выразить через матрицу A и значения z_i^* .

Отсюда

$$\begin{bmatrix} a_{11} \\ a_{12} \end{bmatrix} = A \begin{bmatrix} z_1^* = F_{v=1}^{u=1} + F_{v=2}^{u=2} \\ z_2^* = F_{v=1}^{u=3} + F_{v=2}^{u=4} \end{bmatrix} = A \begin{bmatrix} z_{22} \\ z_{21} \end{bmatrix},$$

$$\begin{bmatrix} a_{21} \\ a_{22} \end{bmatrix} = A \begin{bmatrix} z_1^* = F_{v=3}^{u=1} + F_{v=4}^{u=2} \\ z_2^* = F_{v=3}^{u=3} + F_{v=4}^{u=4} \end{bmatrix} = A \begin{bmatrix} z_{12} \\ z_{22} \end{bmatrix}.$$

Матрицу коэффициентов $[a_{ij}]$ теперь можно записать в виде

$$\begin{bmatrix} a_{11} a_{21} \\ a_{12} a_{22} \end{bmatrix} = A \begin{bmatrix} z_{11} z_{12} \\ z_{21} z_{22} \end{bmatrix},$$

а для того чтобы подставить эту матрицу в (10), необходимо ее транспонировать, при этом транспонируются матрицы A и $[x_{ij}]$ и меняются местами:

$$P_{vu} = [1v^2] B [z_{ij}]' A' \begin{bmatrix} u \\ 1 \end{bmatrix}. \quad (11)$$

В равенстве (11) матрица $[z_{ij}]$ транспонирована относительно канонического следования ее индексов. Цифровое значение ее элементов будет получаться в результате суммирования значений функции (табл. 1):

$$[z_{ij}] = \begin{bmatrix} 16 & 56 \\ 24 & 64 \end{bmatrix} \begin{matrix} \nearrow v \\ \downarrow u \end{matrix}.$$

Стрелками показаны направления суммирования чисел табл. 1 при каноническом следовании ее индексов:

$$\begin{aligned} P_{vu} &= [1v^2] \begin{bmatrix} \frac{5}{8} & -\frac{1}{8} \\ -\frac{1}{20} & \frac{1}{20} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 16 & 24 \\ 56 & 64 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -\frac{1}{4} & \frac{7}{8} \\ \frac{1}{4} & -\frac{3}{8} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ 1 \end{bmatrix} = \\ &= [1v^2] \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ 1 \end{bmatrix} = u + v^2. \end{aligned}$$

Следовательно, аппроксимирующей функцией по двум переменным будет уравнение $P_{vu} = u + v^2$, которое позволяет заполнить все клетки табл. 2.

Другой метод определения коэффициентов аппроксимирующего уравнения P_{vu} будет показан ниже на конкретном примере.

Аппроксимирующее уравнение P_{vu} можно представить в виде

$$P_{vu} = [1 v^2] G \begin{bmatrix} u \\ 1 \end{bmatrix},$$

где $G = \begin{bmatrix} g_{11} & g_{12} \\ g_{21} & g_{22} \end{bmatrix}$ матрица, получающаяся в результате перемножения трех матриц сомножителей $B[z_{ij}]'A'$.

Рассмотренный способ аппроксимации по двум переменным может быть обобщен и на большее число переменных [15, 16].

Технико-экономический расчет вертикального дренажа. Как и при решении задач по определению притока воды к скважинам, так и при решении технико-экономической задачи, неизбежны схематизация и упрощения, которые позволяют получить достаточно простой результат и в то же время не вносить существенных погрешностей.

Рассматривается задача технико-экономического расчета дренажа от двух переменных: величина понижения динамического уровня (s) воды в скважине и ее заглубления (l) в водоносный пласт (несовершенная скважина).

При этом рассматривается установившееся движение воды к скважинам, т. е. расчет ведется на постоянный отбор воды насосом из каждой скважины. По вопросу режима откачки воды из скважины существуют различные мнения [17, 18 19]. В работе [17] предполагается прерывистый режим с целью быстрого и постоянного расслоения верхних покровных слоев грунта. Можно выделить следующие периоды, которые требуют изменения постоянного режима откачки: 1) строительная откачка повышенным расходом для образования песчаного фильтра; 2) сработка «вековых» запасов воды с целью понижения уровня грунтовых вод до «критической» глубины; 3) эксплуатационный период, в который откачка позволяет удерживать уровень грунтовых вод на глубине более или равной «критической». Если в первый период предпочтительнее производить откачку эрлифтной установкой из-за большого количества выносимого песка, то в два других периода откачка должна производиться насосом.

Ввиду того что для сработки «вековых» запасов грунтовых вод необходима большая производительность, чем в эксплуатационный период, и, кроме того, в этот период желательна откачка с переменным расходом, предлагаются различные способы создания переменного расхода: замена насоса в эксплуатационный период на менее производительный, регулирование расхода задвижкой на напорной трубе, монтаж в скважине двух насосов и др. Прерывистый режим откачки с чередованием больших и меньших расходов скважины можно создать и одним насосом, если воспользоваться остаточным напором воды, выходящей из напорной трубы [20].

Для этого на напорной трубе монтируется воздухоотборник, состоящий из главной трубы большого диаметра и малой трубы, параллель-

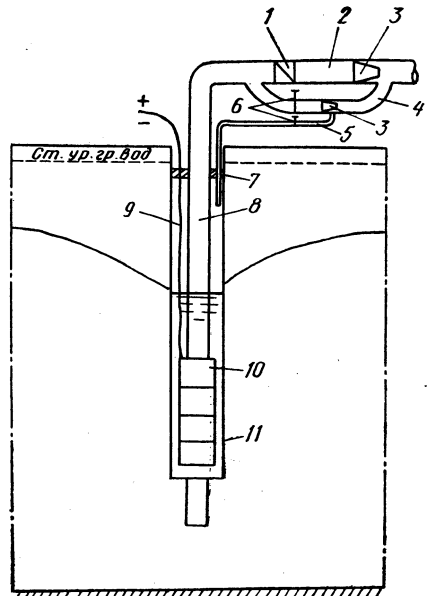


Рис. 1. Схема вакуумированной вертикальной скважины:

1 — задвижка; 2 — воздухоотборное устройство (основная ветвь); 3 — сходящиеся конусы; 4 — воздухоотборное устройство (дополнительная ветвь); 5 — воздухоотборная трубка; 6 — вентили; 7 — заглушка; 8 — водоподъемные трубы; 9 — электрокабель; 10 — электропроводный насос; 11 — обсадные трубы скважины.

где s — глубина понижения уровня воды в скважине; P_{IV} — стоимость бурения скважины; по обоснованию, данному в работе [10]* принимаем: $P_{IV} = (36,6D^2 + 30)l$, где D — диаметр скважины, м; P_V — стоимость засыпаемого в затрубное пространство гравия для образования фильтра; по [10] $P_V = 5,43 l$; P_{VI} — стоимость проведения строительных откачек; выражается произведением числа часов, потребных на откачку; на стоимость откачки за 1 ч; по [3, 10] $P_{VI} = 4030 \lg \sqrt{Q}$, где Q — дебит скважины, в среднем равный дебиту при эксплуатационном понижении уровня, л/сек; P_{K_2} — стоимость погружных насосов; по преysкурантным ценам приближенную зависимость стоимости от мощности насоса (N , квт) можно принять прямолинейной до $N = 250$ квт; $P_{K_2} = 375 + 12,5 N$; при $N > 250$ квт $P_{K_2} = 375 + 7,5 N$; η_1, η_2 — нормы амортизации для затрат по скважине и насосу с оборудованием соответственно; $\eta_1 = 0,122$; $\eta_2 = 0,227$. По нашим подсчетам величину P_{K_2} следует увеличить в два раза с применением вакуумирования скважин вертикального дренажа; P_p — затраты по содержанию обслуживающего персонала и по уходу за скважиной и оборудованием; для малых площадей дренирования эти затраты остаются постоянными, с увеличением площади дренирования они увеличиваются, поэтому величина P_p принята равной 640 руб. для площадей менее 70 га, а сверх этой площади по эмпирической зависимости $P_p = 640 + 3,6 F$, где F — площадь дренирования одной взаимодействующей скважиной, га; P_N — затраты на электроэнергию по откачке воды из скважины,

$$P_N = \frac{QLT \sigma 3600}{102\eta},$$

где Q — дебит скважины при эксплуатационном понижении уровня, л/сек; $L = s + h + h_{тр}$ — высота подъема воды с учетом остаточного напора; $h = h_1 + h_2 + 5$ — потери напора на трение по длине в подъемных трубах;

$$h_{тр} = \lambda \frac{0,8(s+h)Q^2}{d^5 g},$$

где $\lambda = 0,020$, $d_t = 0,15$ м (диаметр водоподъемных труб); $g = 9,81$ (ускорение силы тяжести); Q — дебит скважины, м³/сек.

Размещение скважин в плане проектируется в углах квадратной сетки, поэтому $F = a^2 = \pi R^2$, откуда $a = R\sqrt{\pi}$, где R — радиус влияния скважины.

Дебит несовершенной (по вскрытию пласта) скважины при известной глубине водоупора можно определить по формуле В. Д. Бабушкина [21] (в наших обозначениях):

$$Q = \frac{\pi k b^2 n}{\ln \frac{2R}{d} - \frac{1}{2}} [1 + (2\bar{h}_0 - (1-n) \ln \bar{R})], \quad (13)$$

$$\text{где } \bar{n} = \frac{s}{b}; \quad \bar{h}_0 = \frac{h_0}{b}; \quad \ln \bar{R} = \frac{\ln \frac{2R}{d} - \frac{1}{2}}{\frac{1}{2m_0} \left(2 \ln \frac{8m}{d} - A \right) - \ln \frac{4m}{R}};$$

* Для P_{IV} нами дана более точная аппроксимация, приведенных в [10] данных.

$$m_0 = \frac{1-n}{2[2\bar{h}_0 - (1-n)]}; \quad m = \frac{b}{2}(1-n),$$

d — диаметр фильтра, m ; k — коэффициент фильтрации; R — радиус влияния скважины; A — функция, определяемая по графику [21]. Формула (13) верна при $b > 0,3 (H-h)$.

Ввиду того что по условиям задачи питание водоносного пласта осуществляется только за счет инфильтрации с поверхности, дебит скважины в эксплуатационный период можно получить по формуле [9]:

$$Q = \frac{\pi R^2 \varepsilon}{86,4}, \quad (14)$$

где ε — интенсивность инфильтрации, $m/сутки$; в расчете принята равной 0,004 [7].

Приравнивая правые части формул (13) и (14), получим выражение для радиуса влияния скважины:

$$R = 4,9 b \sqrt{\frac{k}{\varepsilon}} \varphi, \quad (15)$$

$$\text{где } \varphi = \sqrt{\frac{n + n[2\bar{h}_0 - (1-n)] \ln \bar{R}}{\ln \frac{2R}{d} - \frac{1}{2}}}.$$

Здесь k выражается в $m/сек$, а ε — в $m/сут$.

Подставив теперь все значения для $P_{к1}$, $P_{к2}$, P_p , P_N , получим выражение для определения ежегодных издержек по откачке воды из скважины.

Метод решения уравнения для определения s и b представляет серьезные затруднения ввиду сложности уравнения (12). Взятие производной по одной переменной, например s , с последующим приравниванием ее нулю — невозможно, так как имеются линейно-кусочные функции для P_p и $P_{к2}$, но даже если их осреднить или принять условно-постоянными, то и тогда получающееся уравнение оказывается более сложным, чем исходное, и требует подбора значений s . И совершенно не имеет практического смысла взятие частных производных по s и b с последующим решением системы двух трансцендентных уравнений.

В качестве метода решения можно было бы принять составление программы для ЭЦВМ, но ввиду обилия исходных данных и сложных функций (в частности, A в формуле (13) берется по графику или таблице) программа оказывается исключительно сложной и теряет общность. Поэтому мы применяем метод аппроксимации — замены уравнения (12) более простым уравнением при ограниченном изменении переменных s и b . Этот метод позволяет воспользоваться ограниченным ручным счетом на полуавтоматической клавишной машине.

Расчет ведется в следующем порядке. Предполагается вначале $b = 33 m$, задаются несколько значений s . По формуле (15) определяется значение R (подбором), а затем Q , L , F , N и другие величины. В результате можно получить значения P_s при $b = 33$ и нескольких значениях s . При выборе величины s следует учесть водозахватную способность скважины [11]. Существует предельно допустимое понижение уровня воды в скважине, которое соответствует критическому градиенту ($i_{кр}$) кри-

вой депрессии вблизи фильтра, поэтому в расчете значение s принято не превосходящим величины $0,7 b$ [22].

Переменные можно представить в относительных величинах, изменяющихся в пределах от 0,1 до 0,9. Для переменной \bar{b} :

$$\bar{b} = \frac{(b_i + b_{ш}) - b_0}{10 \cdot b_{ш}}$$

где b_0 — начальное заглубление скважины под эксплуатационный уровень; $b_{ш}$ — шаг заглубления (разность двух соседних заглублений); b_i — заглубление скважины нарастающим итогом (суммирование шага с начальным заглублением), $i=0-8$.

За начальное заглубление принято 33 м. Отсюда заглубление скважины определяется: $b_i = \bar{b} \cdot 10 \cdot b_{ш} + (b_0 + b_{ш})$. Так, при $\bar{b}=0,2$ и шаге $b_{ш} = 7$ м получаем $b_1 = 10 \cdot 0,2 \cdot 7 + (33 + 7) = 40$.

Точно так же вычисляются относительные значения для понижения уровня воды в скважине:

$$\bar{s} = \frac{(s_i + s_{ш}) - s_0}{10 \cdot s_{ш}}$$

где $s_0 = 7,5$, $s_{ш} = 1,5$, $i = 0-8$.

Для построения аппроксимирующей функции от двух переменных были вычислены значения для $\bar{s}=0,5$ ($s=15,0$ м) и $\bar{b}=0,5$ ($b=61$ м, $l=65$ м) (табл. 3).

Таблица 3

s			s								
			7,5	9,0	10,5	12,0	13,5	15,0	16,5	18,0	19,5
i	b	\bar{b}	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
37	33	0,1					32,05				
44	40	0,2	37,45	34,51	32,40	31,20	30,50	30,29	30,32	30,55	31,10
51	47	0,3					29,40				
58	54	0,4					28,72				
65	61	0,5	32,55	30,03	28,78	28,26	28,39	28,91	29,74	30,80	32,06
72	68	0,6					28,28				
79	75	0,7	30,35	28,55	27,93	27,85	28,43	29,52	30,70	32,20	34,06
86	82	0,8					28,74				
93	89	0,9					29,25				

В качестве аппроксимирующей функции можно принять многочлены с положительными и отрицательными степенями [13]:

$$Y = \sum_1^n \frac{A_{-n}}{x^n} + A_0 + \sum_1^{n_1} A_{n_1} x^{n_1}, \tag{16}$$

где n, n_1 — целые положительные числа.

При этом следует стремиться к уменьшению числа коэффициентов, что можно достигнуть введением дополнительных коэффициентов. Так, для значений табл. 3, по переменной \bar{b} подобрана функция

$$Y_b = \frac{A_{-3}}{(\bar{b} + 0,47)^3} + A_0 + A_2 \bar{b}^2, \tag{17}$$

где A_{-3}, A_0, A_2 — коэффициенты, которые определяются решением системы линейных уравнений для каждого столбца табл. 3.

В частности, для столбца $s=0,5$ м уравнение (17) имеет следующие коэффициенты:

$$Y_b = \frac{1,226}{(\bar{b} + 0,47)^3} + 26,37 + 2,73\bar{b}^2. \quad (18)$$

Методом равных сумм получено аппроксимирующее уравнение и по переменной s :

$$Y_s = \frac{A_{-3}}{(\bar{s} + 0,425)^3} + A_0 + A_2(\bar{s} - 0,06)^2. \quad (19)$$

Для строки $\bar{b}=0,5$ табл. 3 коэффициенты уравнения (19) имеют следующие значения:

$$Y_s = \frac{1,084}{(\bar{s} + 0,425)^3} + 25,29 + 8,97(\bar{s} - 0,06). \quad (20)$$

Далее из уравнений (17) и (19) конструируется уравнение от двух переменных по правилам, приведенным выше:

$$Y_{sb} = \left[\frac{1}{(\bar{s} + 0,425)^3} \quad 1 \quad (\bar{s} - 0,06)^2 \right] \begin{bmatrix} g_{11}g_{12}g_{13} \\ g_{21}g_{22}g_{23} \\ g_{31}g_{32}g_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{1}{(\bar{b} + 0,47)^3} \\ \frac{1}{\bar{b}^2} \end{bmatrix}, \quad (21)$$

$$Y_{sb} = \frac{g_{11}}{(\bar{s} + 0,425)^3 (\bar{b} + 0,47)^3} + \frac{g_{21}}{(\bar{b} + 0,47)^3} + \frac{g_{31}(\bar{s} - 0,06)^2}{(\bar{b} + 0,47)^3} + \\ + \frac{g_{12}}{(\bar{s} + 0,425)^3} + g_{22} + g_{32}(\bar{s} - 0,06)^2 + \frac{g_{13}\bar{b}^2}{(\bar{s} + 0,425)^3} + \\ + g_{23}\bar{b}^2 + g_{33}\bar{b}^2(\bar{s} - 0,06)^2. \quad (21')$$

Для определения коэффициентов уравнения (21') вычисляются значения еще двух любых строк (табл. 3), для которых справедливо уравнение (19). Получены следующие коэффициенты: $A_{-3}^{0^3} = 1,447$; $A_0^{0^2} = 28,125$; $A_2^{0^2} = 3,110$; $A_{-3}^{0^7} = 0,763$; $A_0^{0^7} = 25,155$; $A_2^{0^7} = 12,157$, где верхние индексы указывают строку табл. 3. Далее в уравнении (21') придадим значение $\bar{b}=0,5$ и получим

$$Y_{sb} = \frac{1,096g_{11} + g_{12} + 0,25g_{13}}{(\bar{s} + 0,425)^3} + (1,096g_{21} + g_{22} + 0,25g_{23}) + \\ + (1,096g_{31} + g_{32} + 0,25g_{33})(\bar{s} - 0,06)^2.$$

Сравнивая последнее равенство Y_{sb} с (20), видим, что их коэффициенты можно приравнять:

$$1,096g_{11} + g_{12} + 0,25g_{13} = 1,084;$$

$$1,096g_{21} + g_{22} + 0,25g_{23} = 25,29;$$

$$1,096g_{31} + g_{32} + 0,25g_{33} = 8,97.$$

Полученные линейные формы не являются системой уравнений, так как все коэффициенты g_{ij} различны. Однако если проделать те же операции со строками $b=0,2$ и $b=0,7$, то можно получить еще шесть линейных форм, которые с уже полученными тремя позволяют найти три системы линейных уравнений с тремя неизвестными в каждом. Решив их, получим все девять коэффициентов уравнения (21'). Для нашей задачи коэффициенты в (21') равны: $g_{11}=0,045$; $g_{12}=1,347$; $g_{13}=-1,25$; $g_{21}=1,497$; $g_{22}=23,050$; $g_{23}=2,386$; $g_{31}=-1,693$; $g_{32}=8,341$; $g_{33}=9,948$.

Оптимальные значения \bar{s} и \bar{b} по уравнению (21') можно найти различными способами. Достаточно просто это решить, взяв частные производные по \bar{s} и \bar{b} и приравняв их к нулю. После несложных алгебраических преобразований получаем два равенства:

$$\frac{3}{2} \cdot \frac{g_{11}(\bar{s} + 0,425)(\bar{s} - 0,06) + \alpha_s [g_{21} + g_{31}(\bar{s} - 0,06)^2]}{g_{13}(\bar{s} + 0,425)(\bar{s} - 0,06) + \alpha_s [g_{23} + g_{33}(\bar{s} - 0,06)^2]} = \alpha_b, \quad (22)$$

$$\frac{3}{2} \cdot \frac{g_{11}\bar{b}(\bar{b} + 0,47) + \alpha_b (g_{12} + g_{13}\bar{b}^2)}{g_{31}\bar{b}(\bar{b} + 0,47) + \alpha_b (g_{32} + g_{33}\bar{b}^2)} = \alpha_s, \quad (23)$$

где $\alpha_b = \bar{b}(\bar{b} + 0,47)^4$; $\alpha_s = (\bar{s} - 0,06)(\bar{s} + 0,425)^4$.

Значения α_b и α_s можно определить по графикам (рис. 3). Расчет ведется в следующем порядке: задается произвольное значение \bar{s} и подсчитывается левая часть уравнения (22). По графику для найденного значения α_b находится \bar{b} , которое затем подставляется в левую часть уравнения (23). По α_s с графика снимается значение \bar{s} ; если оно отличается от принятого произвольно, то расчет повторяется при найденном \bar{s} . Процесс быстро сходится.

Для рассматриваемого примера получены оптимальные значения: $\bar{s}=0,262$, $\bar{b}=0,90$, которые позволяют определить абсолютные значения s и b по переходным формулам: $s=9,9$ м, $b=89$. Подставив найденные значения s и b в уравнение (12), получаем минимальное значение ежегодных затрат: $\bar{P}_s=27,70$ руб. на 1 га.

Для данной задачи минимальное значение функции практически будет при устройстве совершенных скважин (ввиду льготного тарифа на стоимость электроэнергии $\sigma=0,008$ квт·ч).

Таким образом, метод аппроксимации позволяет определять оптимальные значения параметров вертикального дренажа при использовании расчетных зависимостей любой сложности. Метод основан на решении задач не только по исходным данным, но и на ограниченном количестве данных, получаемых при подсчете значений целевой функции. Для рассмотренной задачи достаточно точная аппроксимация уравнениями (17) и (19) будет при изменении переменных в пределах s от 7 до 21 м, b от 30 до 90 м (при шаге $s=1,5$ м, $b=7,0$ м). Эти пределы определяют граничные условия в данной задаче.

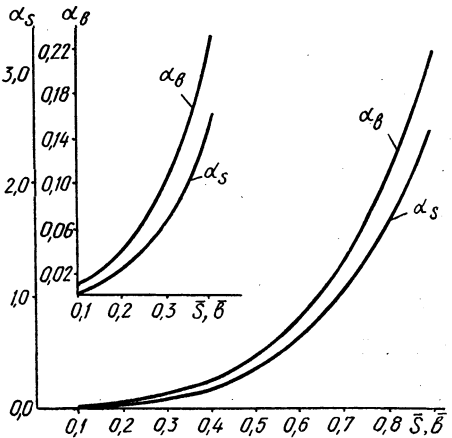


Рис. 3. Графики для определения \bar{s} и \bar{b} .

Для рассмотренной задачи расчета вертикального дренажа подобрано аппроксимирующее уравнение (21'), которое позволяет найти оптимальные значения s и b . Поскольку исходные данные (σ , T , k , D) могут быть различны, то для нахождения коэффициентов g_{ij} в уравнении (21') нужно вычислить три системы линейных уравнений с тремя неизвестными.

Таким образом, если в исходное уравнение вводятся данные, не зависящие от выбранных переменных, то полученное аппроксимирующее уравнение (21') остается в силе. Если же вводятся данные, зависящие от выбранных переменных (т. е. изменяющие производную функции \bar{P}_z), то задачу необходимо решать заново, т. е. подбирать новое аппроксимирующее уравнение. Увеличение количества переменных (например, до трех) приводит к использованию пространственных матриц и большему объему вычислительной работы, но не меняет порядка вычислений.

Литература

1. Н. М. Решеткина. Вертикальный дренаж на орошаемых землях аридной зоны. «Вопросы гидротехники», вып. 30, 1969.
2. Н. М. Решеткина. Развитие вертикального дренажа в Узбекистане. «Вопросы гидротехники», вып. 9, 1962.
3. Н. М. Решеткина, В. А. Барон, Х. Якубов. Вертикальный дренаж орошаемых земель. М., 1966.
4. С. Ф. Аверьянов. Расчет осушительного действия глубоких дренажей. Науч. зап. МГМИ, т. 15, 1948.
5. Ф. М. Бочевер и др. Основы гидрогеологических расчетов. М., 1969.
6. В. М. Шестаков. Теоретические основы оценки подпора, водоснабжения и дренажа. М., 1965.
7. С. Ф. Аверьянов, Т. И. Сурикова. Основные положения расчета вертикального дренажа орошаемых земель. «Гидротехника и мелиорация», 1966, № 8.
8. Н. Н. Омелин. О параметрах водоподъемного оборудования для вертикального дренажа. «Гидротехника и мелиорация», 1964, № 2.
9. И. В. Минаев. Экономическое размещение скважин вертикального дренажа. «Гидротехника и мелиорация», 1958, № 10.
10. В. А. Барон, Х. Я. Якубов. Техничко-экономический расчет оптимальных глубин и диаметров скважин вертикального дренажа. «Вопросы гидротехники», вып. 17, 1964.
11. М. К. Сабитов. К вопросу об экономическом расчете насосных скважин. Сб. «Вопросы водного хозяйства и гидротехники». Вып. 1. Фрунзе, 1964.
12. Б. П. Демидович, И. А. Марон, Э. З. Шувалова. Численные методы анализа. М., 1962.
13. П. В. Мелентьев. Приближенные вычисления. М., 1962.
14. Ф. Р. Гантмахер. Теория матриц. Изд. 3-е. М., 1967.
15. Н. П. Соколов. Пространственные матрицы и их приложения. М., 1960.
16. И. В. Минаев. Метод аппроксимации и примерный расчет оптимальных параметров водопонижающего дренажа. Сб. «Водные ресурсы и их использование». Минск, 1970.
17. Г. В. Еременко. Режим откачек из скважины вертикального дренажа в условиях Ферганы. «Гидротехника и мелиорация», 1964, № 2.
18. В. А. Барон. О режиме откачек из скважины вертикального дренажа. Сб. «Вопросы гидротехники». Вып. 9. Ташкент, 1962.
19. Х. А. Қадыров. Режим откачек по системе вертикального дренажа в переходный период. Тр. Среднеазиат. НИИ ирригации, вып. 112, 1967.
20. Т. П. Горезко, И. В. Минаев. Лабораторные опыты по созданию вакуумированного дренажа для водно-воздушных мелиораций. Сб. «Вопросы осушения (материалы конференции)». Киев, 1969.
21. С. К. Абрамов, В. Д. Бабушкин. Методы расчета притока воды к буровым скважинам. М., 1955.
22. Г. В. Богомолов, А. И. Силин-Бекчурин. Специальная гидрогеология. М., 1955.

Ю. А. Соболевский, В. А. Рыжков

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПОРОВ И ФИЛЬТРАЦИОННЫХ СИЛ В АНИЗОТРОПНОМ ПО ВОДОПРОНИЦАЕМОСТИ ОСНОВАНИИ В НАЧАЛЬНЫЙ МОМЕНТ ПРИЛОЖЕНИЯ ВНЕШНЕЙ НАГРУЗКИ (ПЛОСКАЯ ЗАДАЧА)

Анизотропные по водопроницаемости основания обладают неодинаковой фильтрационной способностью в разных направлениях. В частности, лессовые и лессовидные грунты более водопроницаемы в вертикальном направлении, чем в горизонтальном; ленточные глины, торфы и некоторые пески, наоборот, более водопроницаемы в горизонтальном направлении, чем в вертикальном.

Получим картины распределения напоров и фильтрационных сил в анизотропных по водопроницаемости основаниях: а) при преобладающей горизонтальной водопроницаемости $\frac{k_x}{k_y} > 1$; б) при преобладающей вертикальной водопроницаемости $\frac{k_x}{k_y} < 1$ (k_x — коэффициент фильтрации в горизонтальном направлении, k_y — коэффициент фильтрации в вертикальном направлении) для начального момента приложения равномерно распределенной полосовой нагрузки интенсивностью P_0 к поверхности грунтовой массы (рис. 1) на участке $-b < x < +b$. Полагаем, что горизонт грунтовых вод (ГГВ) совпадает с поверхностью грунта.

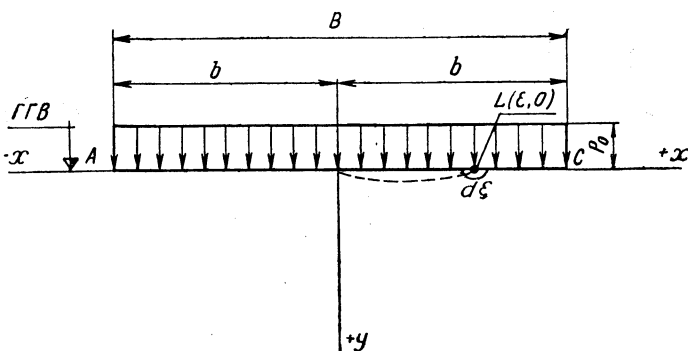


Рис. 1. Расчетная схема водонасыщенного основания.

При этом считаем, что напор на этом участке мгновенно повышается от нуля до величины

$$H = \frac{P_0}{\gamma_0},$$

где γ_0 — объемный вес воды. В остальных точках поверхности грунтовой массы напор остается равным нулю.

Выражения для компонент скорости фильтрации будет иметь вид

$$v_x = -k_x \frac{\partial H}{\partial x}, \quad v_y = -k_y \frac{\partial H}{\partial y},$$

а уравнение неразрывности

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{k_y}{k_x} \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} = 0. \quad (1)$$

Вводя замену по Самшио [1] — $y_1 = \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} y$, $x = x$, выражение (1) приводим к уравнению Лапласа:

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

Функцию напора H определяем из следующих условий: 1) во всех точках полуплоскости $y_1 \geq 0$ функция напора H удовлетворяет уравнению Лапласа (2); 2) во всех точках $y_1 = 0$, расположенных внутри участка $-b \leq x < +b$, функция напора H принимает значение $H = \frac{P_0}{\gamma_0}$; 3) во всех точках $y_1 = 0$, расположенных вне участка $-b < x < +b$, функция напора $H = 0$; 4) для бесконечно удаленных точек функция напора H и ее производные обращаются в нуль.

Выражение для функции напора H , удовлетворяющей поставленным условиям, будет иметь вид

$$H = \frac{P_0}{\gamma_0 \pi} \int_{-b}^{+b} \frac{\sqrt{\frac{k_x}{k_y}} y}{(x - \xi)^2 + \frac{k_x}{k_y} y^2} d\xi = -\frac{P_0}{\gamma_0 \pi} \left[\operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{(x-b)}{\sqrt{\frac{k_x}{k_y}} y} - \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{(x+b)}{\sqrt{\frac{k_x}{k_y}} y} \right].$$

Так как

$$\operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{x-b}{\sqrt{\frac{k_x}{k_y}} y} = \frac{\pi}{2} - \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{\sqrt{\frac{k_x}{k_y}} y}{x-b},$$

$$\operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{x+b}{\sqrt{\frac{k_x}{k_y}} y} = \frac{\pi}{2} - \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{\sqrt{\frac{k_x}{k_y}} y}{x-b},$$

то выражение для функции напора H записываем так:

$$H = \frac{P_0}{\gamma_0 \pi} \left(\operatorname{arc\,tg} \frac{\sqrt{\frac{k_x}{k_y}} y}{x-b} - \operatorname{arc\,tg} \frac{\sqrt{\frac{k_x}{k_y}} y}{x+b} \right). \quad (3)$$

Приравняв его к постоянному, получим уравнение линий равных напоров, которыми будет служить семейство эллипсов, проходящих через точки $A(-b, 0)$ и $C(b, 0)$.

Поток фильтрующейся жидкости можно характеризовать функцией комплексного переменного в виде

$$W(z) = U(x, y) + iV(x, y) = H + iQ,$$

которая в силу условий Коши-Римана:

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{\partial Q}{\partial y_1}, \quad \frac{\partial H}{\partial y_1} = -\frac{\partial Q}{\partial x}$$

будет аналитической.

Найдем производные по x и y_1 от функции напора H :

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{P_0}{\gamma_0 \pi} \left[-\frac{y_1}{(x-b)^2 + y_1^2} + \frac{y_1}{(x+b)^2 + y_1^2} \right],$$

$$\frac{\partial H}{\partial y_1} = \frac{P_0}{\gamma_0 \pi} \left[\frac{x-b}{(x-b)^2 + y_1^2} - \frac{x+b}{(x+b)^2 + y_1^2} \right].$$

Интегрируя $\frac{\partial Q}{\partial y_1}$ по y_1 , $\frac{\partial Q}{\partial x}$ по x и заменяя $y_1 = \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} y$, найдем

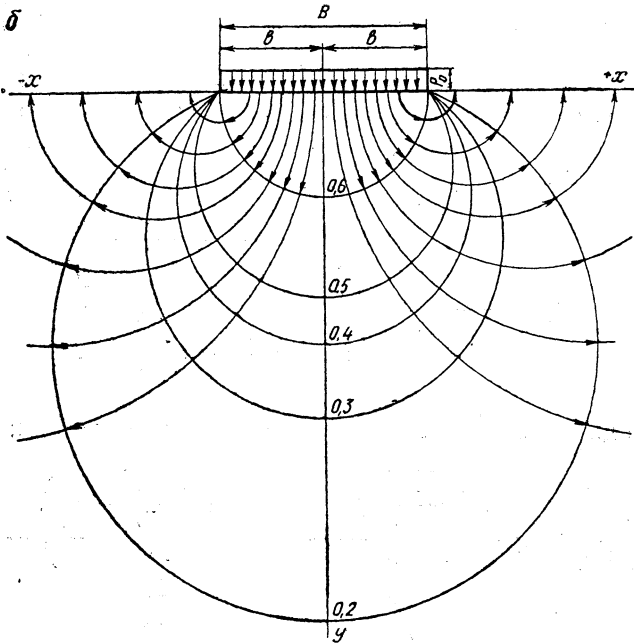
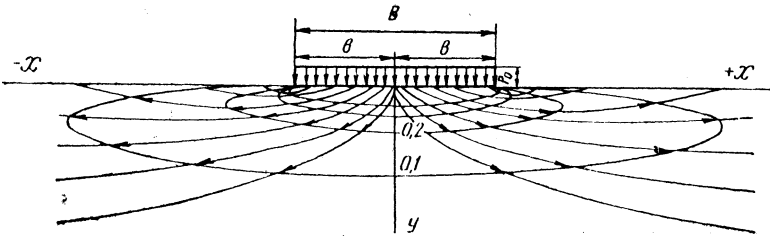
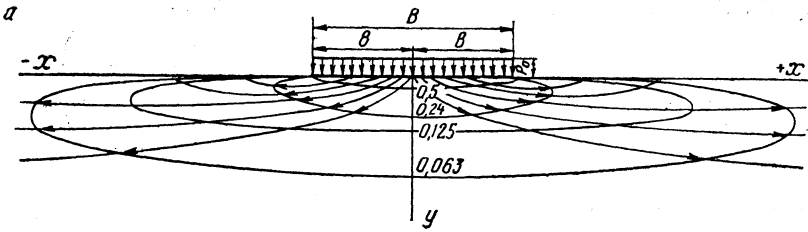
$$Q = -\frac{P_0}{\gamma_0 \pi} \ln \frac{\sqrt{(x-b)^2 + \frac{k_x}{k_y} y^2}}{\sqrt{(x+b)^2 + \frac{k_x}{k_y} y^2}}. \quad (4)$$

Выражение для комплексного потенциала записываем так:

$$W = \frac{P_0}{\gamma_0 \pi} \left(\operatorname{arc\,tg} \frac{\sqrt{\frac{k_x}{k_y}} y}{x-b} - \operatorname{arc\,tg} \frac{\sqrt{\frac{k_x}{k_y}} y}{x+b} \right) - \frac{iP_0}{\gamma_0 \pi} \times \\ \times \ln \frac{\sqrt{(x-b)^2 + \frac{k_x}{k_y} y^2}}{\sqrt{(x+b)^2 + \frac{k_x}{k_y} y^2}}; \quad (5)$$

действительная и мнимая части полученной формулы удовлетворяют уравнению Лапласа.

Действительная часть комплексного потенциала является уравнением для линий равного напора — эквипотенциалей, а мнимая его часть, если



приравнять ее постоянному, является уравнением семейства линий тока

$$-\frac{P_0}{\gamma_0 \pi} \ln \frac{\sqrt{(x-b)^2 + \frac{k_x}{k_y} y^2}}{\sqrt{(x+b)^2 + \frac{k_x}{k_y} y^2}} = C. \tag{6}$$

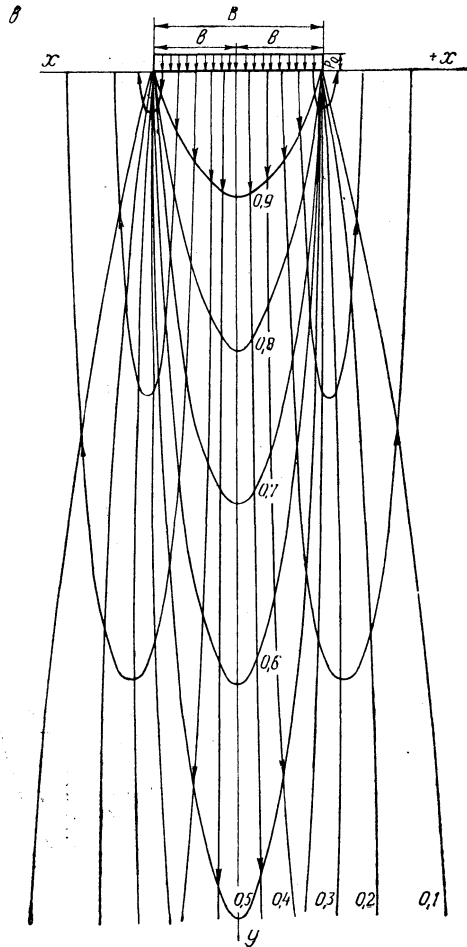


Рис. 2. Гидродинамические сетки водонасыщенных оснований:

- a* — для грунта с преобладающей горизонтальной водопроницаемостью ($\frac{k_x}{k_v} = 100; 50$);
- b* — для изотропного грунта; *в* — для грунта с преобладающей вертикальной водопроницаемостью ($\frac{k_x}{k_v} = \frac{1}{100}$).

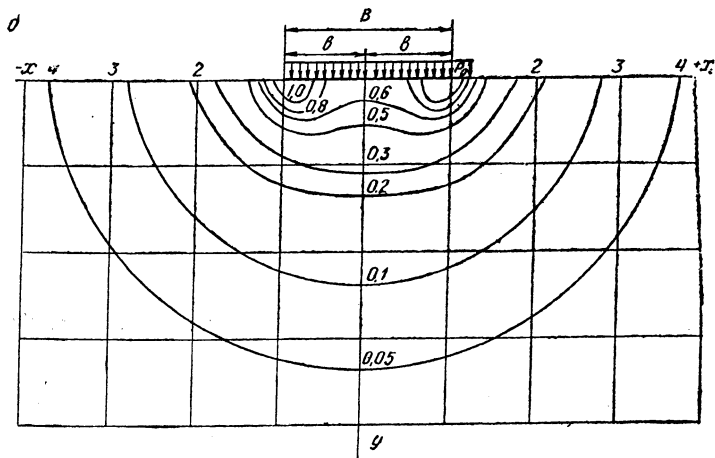
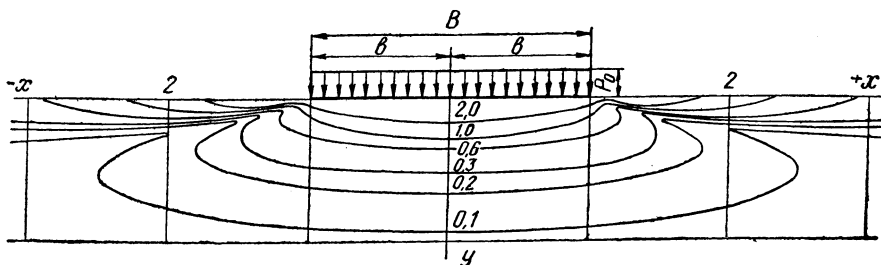
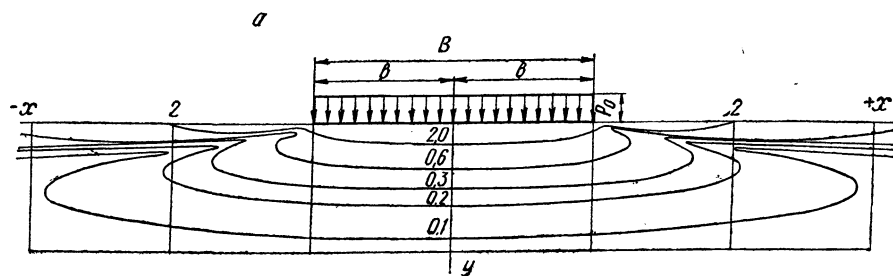
Уравнение линий модулей равных градиентов имеет вид

$$|\text{grad } H| = \frac{P_0}{\gamma_0 \pi} \frac{2b \sqrt{\frac{k_x}{k_y}} \sqrt{4x^2 y^2 + \left(x^2 - \frac{k_x}{k_y} y^2 - b^2\right)^2}}{\left(x^2 + \frac{k_x}{k_y} y^2 - b^2\right)^2 + 4 \frac{k_x}{k_y} b^2 y^2} = C_1, \quad (7)$$

т. е. представляет алгебраические кривые четвертого порядка.

Если положить в выражениях (3), (6) и (7) отношение $\frac{k_x}{k_v} = 1$, то получим уравнения, совпадающие с выражениями для изотропной по водопроницаемости среды, которые имеют вид [2, 3, 4]:

$$H = \frac{P_0}{\gamma_0 \pi} \left(\text{arc tg } \frac{y}{x-b} - \text{arc tg } \frac{y}{x+b} \right), \quad (3')$$



$$-\frac{P_0}{\gamma_0 \pi} \ln \frac{\sqrt{(x-b)^2 + y^2}}{\sqrt{(x+b)^2 + y^2}} = C, \quad (6')$$

$$|\text{grad } H| = \frac{P_0}{\gamma_0 \pi} \frac{2b}{\sqrt{(x^2 + y^2 - b^2)^2 + 4b^2 y^2}}. \quad (7')$$

На рис. 2 показаны гидродинамические сетки для анизотропного и изотропного оснований, полученных из формул (3) и (6) и (3') и (6').

На рис. 3 изображены линии равных градиентов в начальный момент приложения вертикальной равномерно распределенной нагрузки, вычисление по формулам (7) и (7').

При решении подобных задач наибольший интерес представляет учет действия фильтрационных сил с точки зрения устойчивости основания как в отношении взвешивания, так и выпора.

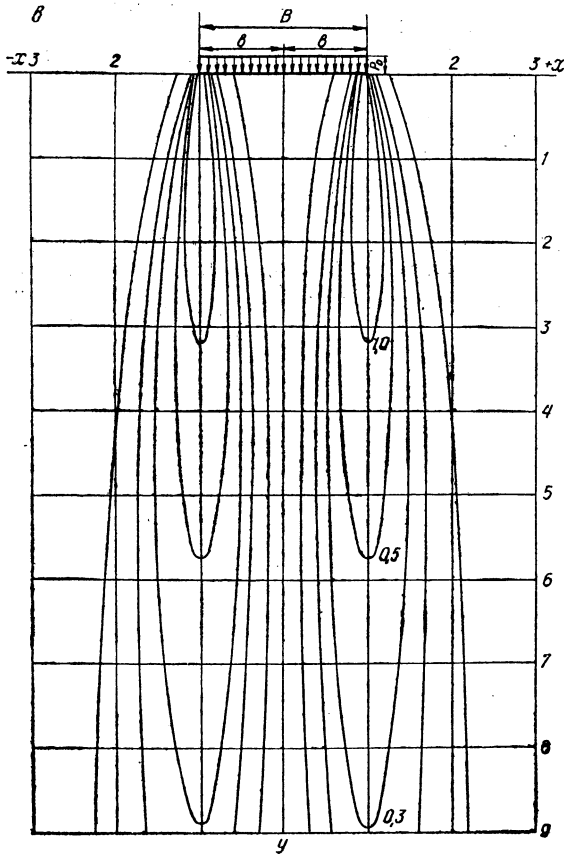


Рис. 3. Линии равных градиентов с водонасыщенных оснований в начальный момент приложения вертикальной равномерно распределенной нагрузки:

- а — для грунта с преобладающей горизонтальной водопроницаемостью ($\frac{k_x}{k_y} = 100; 50$);
- б — для изотропного грунта; в — для грунта с преобладающей вертикальной водопроницаемостью ($\frac{k_x}{k_y} = \frac{1}{100}$).

Величина объемной фильтрационной силы может быть определена из выражения

$$|f| = \gamma_0 |grad H|,$$

где γ_0 — объемный вес воды.

Следует иметь в виду, что вектор объемной фильтрационной силы всегда нормален эквипотенциали в данной точке фильтрующей области, а в случае изотропных по водопроницаемости грунтов его направление совпадает с направлением линий тока.

Выводы

1. Фильтрационные силы в анизотропном основании при преобладающей горизонтальной водопроницаемости в начальный момент приложения внешней нагрузки будут в большей мере способствовать выпору

грунта, чем в изотропных и анизотропных с преобладанием вертикальной водопроницаемости оснований.

2. При сильно выраженной анизотропии с преобладанием вертикальной водопроницаемости фильтрационные силы, возникшие вследствие быстрого приложения внешней нагрузки к основанию, будут способствовать интенсивному его уплотнению.

Литература

1. A. F. Samsioe. Einfluß von Rohrbrunnen auf Bewegung des Grundwassers. Z. angew. Math. Math. Mech H. 11, Seite 24—135, 1931. 2. Н. М. Герсеванов. Основы динамики грунтовой массы. М., 1933. 3. Я. А. Мечерет. Распределение мгновенных напоров и давлений в грунтовой массе, вызванных мгновенной нагрузкой. Тр. ВИОС, вып. 4, 1934. 4. В. А. Флорин. К вопросу о гидродинамических напряжениях в грунтовой массе. М., 1938.

Н. Н. Баранов

РАСЧЕТ ДИНАМИЧЕСКОЙ УСТОЙЧИВОСТИ ВОДОНАСЫЩЕННОГО ОТКОСА МЕТОДОМ КОНФОРМНОГО ПРЕОБРАЗОВАНИЯ ОБЛАСТЕЙ

Динамические воздействия по поверхности откоса, его гребня или основания вызывают появление в грунтовой массе поля напоров и, как следствие, фильтрационных сил [1, 2]. Сложность очертаний водонасыщенной области затрудняет учет фильтрационных сил, которые при определенных условиях могут стать причиной частичной или полной потери несущей способности и перехода грунтовой массы в текучее или текучепластичное состояние. Поэтому для решения задачи целесообразно сделать переход к такой области, где учет фильтрационных сил и получение решения производятся простыми способами. В настоящей работе будет показано, что с помощью конформных отображений исследуемых областей на вспомогательные решение ряда задач устойчивости водонасыщенных грунтов существенно упрощается. В качестве вспомогательной области целесообразно использовать полуплоскость, которая будет служить математической моделью откоса.

Остановимся на некоторых наиболее общих свойствах конформных отображений. Если в плоскостях комплексного переменного x, y и u, v заданы области z и w (рис. 1), находящиеся в конформном соответствии, то всякому значению $z = x + iy$ из области z отвечает определенное

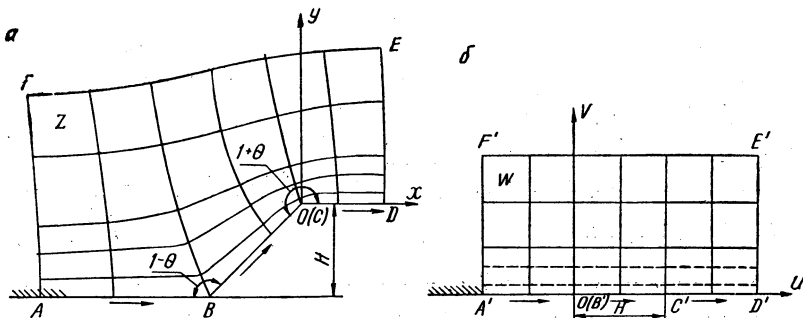


Рис. 1. Математическая модель откоса в виде полуплоскости.

значение $w = u + iv$ в области w , так же, как совокупности всех значений w отвечают определенные значения z . Взаимно-однозначное отображение области z на область w осуществляет некоторая аналитическая функция $w = f(z)$. Из важнейшего для конформных отображений свойства сохранения углов следует, что любой ортогональной сетке кривых в области z соответствует ортогональная же сетка в области w . При этом бесконечно малые площади любой формы одной области отображаются в геометрически подобные площади другой области с сохранением направления отсчета углов. Можно показать также, что вещественная и мнимая части всякой аналитической функции комплексной переменной

удовлетворяют уравнению Лапласа и являются сопряженными гармоническими функциями.

В задачах теории фильтрации два семейства взаимно ортогональных линий (тока и равного потенциала скорости) образуют гидродинамическую сетку течения. Поскольку при конформном отображении ортогональность не нарушается, можно одну область потенциального течения жидкости конформно преобразовать в другую область. Иначе, при помощи соответствующей отображающей функции комплексного переменного можно один потенциальный поток жидкости преобразовать в другой: исследуемый поток, заданный определенными граничными условиями, можно преобразовать в поток, хорошо изученный, и получить искомое решение. В этом и заключается идея применения конформных отображений для решения задач устойчивости фильтрующих откосов в условиях плоского потенциального течения жидкости. При этом в соответствии с условием неразрывности потенциального потока рассматривается несжимаемая водонасыщенная пористая среда.

Построение гидродинамических сеток на практике в настоящее время производится методом электрогидродинамических аналогий. Испытуемые модели готовят из электропроводной бумаги. Для фильтрующего по всей высоте откоса имеем следующие граничные условия: по свободной поверхности напорная функция в виде равномерно распределенной нагрузки интенсивностью $p = \gamma_b H$, где H — высота откоса; γ_b — удельный вес воды; по наклонной поверхности откоса от $p = \gamma_b H$ до $p = 0$ по линейному закону с нулевым потенциалом по основанию. Динамическое воздействие моделируется приложением по участку соответствующего потенциала.

С помощью конформного отображения определяются граничные условия фильтрации и выполняется построение гидродинамической сетки в полуплоскости. Поле сил тяжести и взвешивания в плоскостях z и w остается без изменения. Для области, ограниченной полуплоскостью, представляется возможным, с учетом фильтрационных сил по способу Чугаева — Павловского [3] построить потенциальное поле результирующих сил и выявить наличие неустойчивых зон. Произведя далее отображение полученных в области w неустойчивых зон в плоскость z , получим искомое решение.

Построение конформного отображения. Откос, изображенный в плоскости z (см. рис. 1, а), представляет собою вырожденный прямолинейный треугольник с внутренними углами $(1-\theta)\pi$, $(1+\theta)\pi$ и $(-1)\pi$, где θ — отношение, характеризующее углы при вершинах ($\theta = \frac{\lambda}{q}$, λ, q — натуральные числа, причем $\lambda < q$). Высота откоса (расстояние между параллельными сторонами) равна H . Отображающая функция может быть представлена интегралом Шварца—Кристоффеля [4] в виде

$$z(w) = A_1 \int_{w_0}^w \prod_{v=1}^{n-1} (w - a_v)^{\delta_{n-1}} dw + A_2, \quad (1)$$

где A_1 и A_2 — произвольные постоянные, $A_1 \neq 0$; a_v — особые точки, образы которых служат вершинами треугольника; положим

$$a_1 = 0; a_2 = 1; \quad (1')$$

h — число вершин треугольника,

$$h = 3; \quad (1'')$$

$\rho\delta_n$ — внутренний угол соответствующей вершины;

$$\delta_1 = 1 - \theta; \delta_2 = 1 + \theta; \delta_3 = -1. \quad (1''')$$

Подставляя значения из (1'), (1''), (1''') в уравнение (1) и учитывая образ точки $\omega = 0$, получим

$$z(\omega) = A_1 \int_1^\omega \omega^{-\theta} (\omega - 1)^\theta d\omega = A_1 \int_1^\omega \left(\frac{\omega - 1}{\omega}\right)^\theta d\omega. \quad (2)$$

Определив постоянную интегрирования A_1 и применив подстановку

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

получим решение уравнения (по В. Коппенфельсу — Ф. Штальману):

$$z(\omega) = \frac{H}{\pi} \left[-\frac{1}{\theta} \frac{t^\lambda}{t^q - 1} + \sum_{v=0}^{q-1} t^\lambda \ln \left(1 - \frac{t}{t_v} \right) \right], \quad (4)$$

где $t_v = e^{\frac{2v}{q} \pi i}$ ($v=0, 1, \dots, q-1$).

Функция (4) является искомой. Используя (4), можно преобразовать ограниченное откосным профилем поле фильтрационных сил в полуплоскость.

Рассмотрим в качестве примера частный случай, когда откос имеет заложение $m=1$ (угол наклона к горизонту 45° , при этом $\theta = \frac{1}{4}$; $\lambda=1$; $q=4$). Отображающая функция (4) будет иметь вид

$$z(\omega) = \frac{H}{\pi} \left[-\frac{4t}{t^4 - 1} + \ln(1-t) + i \ln \left(1 - \frac{t}{i} \right) - \ln(1+t) - i \times \right. \\ \left. \times \ln \left(1 + \frac{t}{i} \right) \right], \quad (5)$$

где $t = \sqrt[4]{\frac{\omega - 1}{\omega}}$.

Отделяя действительную часть от мнимой в уравнении (5), получим выражения для x и y (из условия, что $x=u$, $y=v$):

$$x = \frac{H}{\pi} \left[4Au \cos \varphi - 4Av \sin \varphi - \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{A \cos \varphi}{1 + A \sin \varphi} + \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{A \cos \varphi}{1 - A \sin \varphi} + \right. \\ \left. + \ln \sqrt{1 - 2A \cos \varphi + A^2} - \ln \sqrt{1 + 2A \cos \varphi + A^2} \right], \quad (6)$$

$$y = \frac{H}{\pi} \left[4Au \sin \varphi + 4Av \cos \varphi + \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{A \sin \varphi}{1 - A \cos \varphi} - \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{A \sin \varphi}{1 + A \cos \varphi} + \right. \\ \left. + \ln \sqrt{1 + 2A \sin \varphi + A^2} - \ln \sqrt{1 - 2A \sin \varphi + A^2} \right], \quad (6')$$

где $A = \sqrt[8]{\frac{(u^2 + v^2 - u)^2 + v^2}{(u^2 + v^2)^2}}$, $\varphi = \frac{1}{4} \arctg \frac{v}{u^2 + v^2 - u}$.

В табл. 1 приведены координаты точек образов и их отображений, полученных при решении уравнений (6) и (6'). На рис. 1, а откос представлен областью $ABCDEF$. Математическая модель его в виде области полуплоскости ($Im\omega > 0$) изображена на рис. 1, б. Конформное соответствие области ω с областью z осуществляет функция (5), а построения на рис. 1, а, б с соблюдением масштаба выполнены по данным табл. 1. Аналогично можно построить отображение в полуплоскости откоса с углом наклона к горизонту от 0° до 90° .

Учет фильтрационных сил по способу Р. Р. Чугаева — Н. Н. Павловского. На скелет грунта в объеме одной кубической единицы, выделенной в области фильтрующего потока, действует система объемных сил (взвешивания, собственного веса и фильтрации), которые при сложении дают результирующую γ , наклоненную в общем случае под переменным углом α к вертикали (рис. 2).

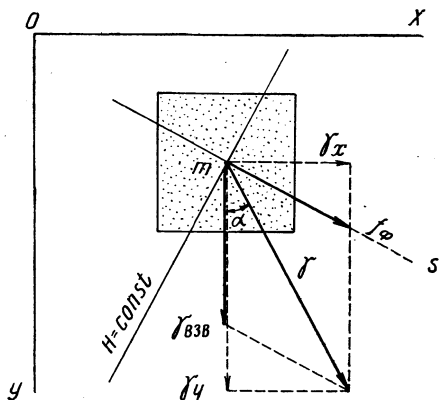


Рис. 2. Силы, действующие на скелет грунта в области фильтрующего потока.

Очевидно, если условиться соответствующие величины выражать в тоннах и метрах, зависимость (7) можно переписать в виде

$$\Phi = \gamma_{vzv}y - H + A_3. \quad (8)$$

Построение линий Φ производится по предварительно найденным (методом ЭГДА или иным способом) линиям равного напора. Для построения линий $\Phi = \text{const}$ полагаем в зависимости (7) произвольную постоянную A_3 равной нулю и переписываем уравнение в виде

$$y = \frac{1}{\gamma_{vzv}} \Phi + \frac{\gamma_v}{\gamma_{vzv}} H, \quad (9)$$

где Φ выражается в τ/m^2 . Ось y направляем вниз, начало этой оси выбираем так, чтобы для точек области фильтрации, характеризующихся максимальным значением напора, величина Φ равнялась нулю (рис. 3, а). При таком условии положение точки O определится размером

$$y_0 = \frac{\gamma_v}{\gamma_{vzv}} H_{\max}, \quad (10)$$

где H_{\max} — эквипотенциаль, характеризующаяся максимальным значением напора.

деленной в области фильтрующего потока, действует система объемных сил (взвешивания, собственного веса и фильтрации), которые при сложении дают результирующую γ , наклоненную в общем случае под переменным углом α к вертикали (рис. 2). Поле результирующих сил является потенциальным, а функция его записывается в виде

$$\Phi = -\gamma_v H + \gamma_{vzv}y + A_3, \quad (7)$$

где γ_v — объемный вес воды; γ_{vzv} — объемный вес взвешенного грунта; p — величина приложенной нагрузки;

$H = \frac{p}{\gamma_v}$ — напорная функция (H — функция только x и y); A — постоянная интегрирования.

Таблица 1

Координаты точки в плоскости

w	z	w	z	w	z
-1,00	-2,85 - 1,00 <i>i</i>	1,00 <i>i</i>	-1,51 + 0,67 <i>i</i>	1,00 + 1,00 <i>i</i>	-0,24 + 0,94 <i>i</i>
-1,00 + 0,10 <i>i</i>	-2,86 - 0,82 <i>i</i>	1,50 <i>i</i>	-1,64 + 1,32 <i>i</i>	1,00 + 1,50 <i>i</i>	-0,38 + 1,57 <i>i</i>
-1,00 + 0,30 <i>i</i>	-2,87 - 0,54 <i>i</i>	0,10	-0,79 - 0,79 <i>i</i>	1,10	0,06
-1,00 + 0,50 <i>i</i>	-2,89 - 0,23 <i>i</i>	0,20	-0,65 - 0,65 <i>i</i>	1,20	0,13
-1,00 + 1,00 <i>i</i>	-2,95 + 0,51 <i>i</i>	0,30	-0,53 - 0,53 <i>i</i>	1,30	0,22
-1,00 + 1,50 <i>i</i>	-3,01 + 1,19 <i>i</i>	0,40	-0,42 - 0,42 <i>i</i>	1,40	0,31
-0,50	-2,06 - 1,00 <i>i</i>	0,50	-0,33 - 0,33 <i>i</i>	1,50	0,40
-0,50 + 0,10 <i>i</i>	-2,07 - 0,81 <i>i</i>	0,50 + 0,10 <i>i</i>	-0,42 - 0,22 <i>i</i>	1,50 + 0,10 <i>i</i>	0,40 + 0,11 <i>i</i>
-0,50 + 0,30 <i>i</i>	-2,10 - 0,51 <i>i</i>	0,50 + 0,30 <i>i</i>	-0,55 - 0,03 <i>i</i>	1,50 + 0,30 <i>i</i>	0,39 + 0,31 <i>i</i>
-0,50 + 0,50 <i>i</i>	-2,13 - 0,19 <i>i</i>	0,50 + 0,50 <i>i</i>	-0,65 + 0,20 <i>i</i>	1,50 + 0,50 <i>i</i>	0,38 + 0,49 <i>i</i>
-0,50 + 1,00 <i>i</i>	-2,21 + 0,55 <i>i</i>	0,50 + 1,00 <i>i</i>	-0,85 + 0,77 <i>i</i>	1,50 + 1,00 <i>i</i>	0,32 + 1,08 <i>i</i>
-0,50 + 1,50 <i>i</i>	-2,31 + 1,23 <i>i</i>	0,50 + 1,50 <i>i</i>	-0,98 + 1,43 <i>i</i>	1,50 + 1,50 <i>i</i>	0,25 + 1,64 <i>i</i>
-0,40	-1,89 - 1,00 <i>i</i>	0,60	-0,24 - 0,24 <i>i</i>	2,00	0,91
-0,30	-1,71 - 1,00 <i>i</i>	0,70	-0,16 - 0,16 <i>i</i>	2,00 + 0,10 <i>i</i>	0,91 + 0,12 <i>i</i>
-0,20	-1,52 - 1,00 <i>i</i>	0,80	-0,10 - 0,10 <i>i</i>	2,00 + 0,30 <i>i</i>	0,91 + 0,33 <i>i</i>
-0,10	-1,30 - 1,00 <i>i</i>	0,90	-0,04 - 0,04 <i>i</i>	2,00 + 0,50 <i>i</i>	0,90 + 0,52 <i>i</i>
0,10 <i>i</i>	-1,10 - 0,67 <i>i</i>	1,00 + 0,10 <i>i</i>	-0,02 + 0,07 <i>i</i>	2,00 + 1,00 <i>i</i>	0,89 + 1,11 <i>i</i>
0,30 <i>i</i>	-1,22 - 0,43 <i>i</i>	1,00 + 0,30 <i>i</i>	-0,07 + 0,24 <i>i</i>	2,00 + 1,50 <i>i</i>	0,87 + 1,68 <i>i</i>
0,50 <i>i</i>	-1,33 - 0,04 <i>i</i>	1,00 + 0,50 <i>i</i>	-0,12 + 0,40 <i>i</i>		

Далее задаемся значением разности $\Delta\Phi$ двух соседних линий Φ (лучше выбирать $\Delta\Phi$ кратной величине ρ), причем устанавливаем наименование тех линий Φ , которые намечаем построить. Например, при $\Delta\Phi=0,1$ т/м², очевидно, надлежит наметить для Φ следующий ряд зна-

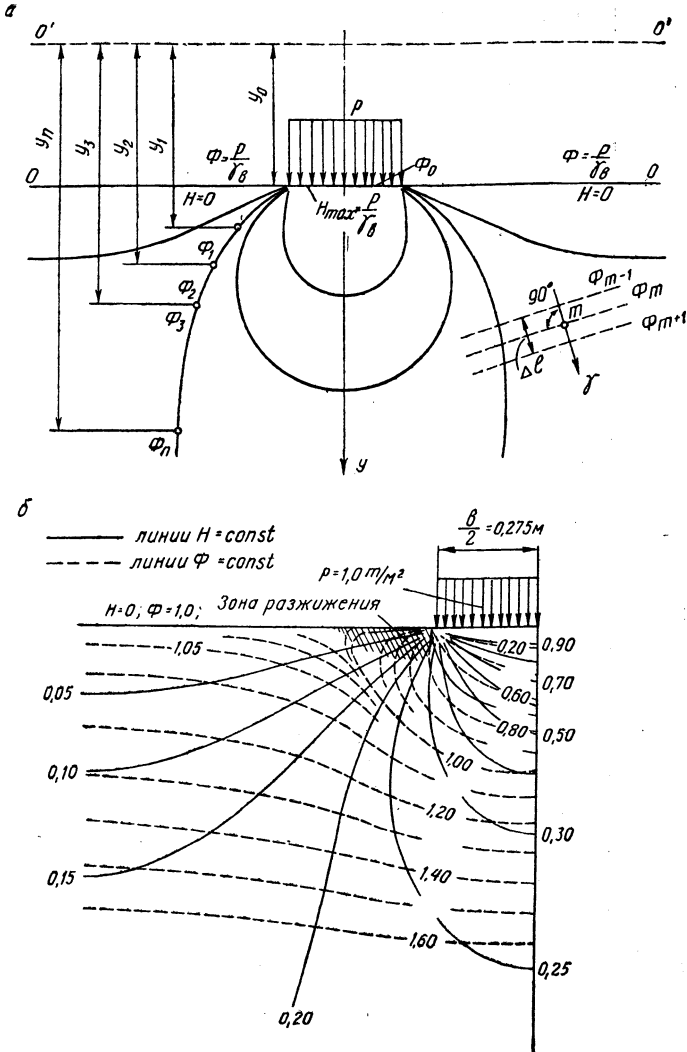


Рис. 3. Учет фильтрационных сил по способу Р. Р. Чугаева—
Н. Н. Павловского.

чений: $\Phi_0=0$; $\Phi_1=0,1$; $\Phi_2=0,2$ и т. д. После этого рассматриваем какую-либо одну линию равного напора $H=H_0=const$, используя зависимость (9).

Задаваясь в уравнении (9) намеченными значениями Φ , вычисляем соответствующие величины координат (y_1, y_2, y_3, \dots) для точек пересечения рассмотренных линий $\Phi=const$ с данной линией равного напора $H_0=const$. Подобным образом рассматриваем и другие линии равного напора, после чего по найденным на этих линиях точкам и проводим линии $\Phi=const$.

Построенные эквипотенциальные линии Φ дают возможность определить результирующую силу γ в любой точке области фильтрации. Эта сила в любой точке действует нормально к линии Φ и направлена в сторону возрастающих значений. Ее величина может быть определена по формуле

$$\gamma = \frac{\Delta\Phi}{\Delta l}, \quad (11)$$

где Δl — расстояние между двумя соседними линиями.

Анализируя построенные линии $\Phi = \text{const}$, можно легко очертить те области грунтовой массы, для которых вертикальная составляющая объемной силы направлена вверх. Границы зоны разжижения будут представлять собою геометрическое место точек, для которых линии Φ имеют вертикальную касательную. Эти зоны и будут искомыми. Если же такие зоны не возникают, то основание устойчиво против действия фильтрационных сил. В качестве примера на рис. 3, б приводятся линии $\Phi = \text{const}$, построенные для нагрузки $p = 0,1 \text{ кг/см}^2$ по участку полуплоскости шириною $b_p = 0,55 \text{ м}$. Линии равного напора найдены методом ЭГДА. Зона разжижения грунта заштрихована.

Очевидно, что грунт рассматриваемой зоны будет устойчив, если его сверху пригрузить. Для обеспечения местной устойчивости необходимо выдержать следующее условие:

$$\int_{\omega_1} (\gamma_y)^{\text{разж}} d\omega_1 < \int_{\omega_2} (\gamma_y)^{\text{пригр}} d\omega_2, \quad (12)$$

где ω_1 — площадь зоны разжижения грунта; ω_2 — площадь зоны грунта, пригружающего область разжижения сверху.

Используя неравенство (12), можно произвести учет сил сцепления при наличии последних. С этой целью сцепление c заменяется условной пригрузкой мощностью $h_{\text{усл}}$, определяемой по формуле

$$h_{\text{усл}} = \frac{c}{\gamma_{\text{взв}}}. \quad (13)$$

Местная устойчивость будет соблюдена при условии, что

$$\int_{\omega_1} (\gamma_y)^{\text{разж}} d\omega_1 < \gamma_{\text{взв}} h_{\text{усл}} b^{\text{разж}}. \quad (14)$$

Используя (13), получаем

$$\int_{\omega_1} (\gamma_y)^{\text{разж}} d\omega_1 < c b^{\text{разж}}. \quad (15)$$

Пример оценки устойчивости фильтрующего откоса при динамическом нагружении его периметра. Пусть имеется однородный фильтрующий откос высотой $H = 1,0 \text{ м}$ с коэффициентом заложения $m = 1$, по участку наклонной поверхности которого приложена нагрузка $p = 1,0 \text{ т/м}^2$ (рис. 4). Пусть $\gamma_{\text{в}} = 1,0 \text{ т/м}^3$, $\gamma_{\text{взв}} = 1,0 \text{ т/м}^3$. Требуется определить, возникнут ли при этом зоны разжижения грунта, вызванные фильтрационными силами.

Отобразив откос в полуплоскость и определив напорную функцию по ее верхней границе в соответствии с функцией (5), построим методом ЭГДА линии $H = \text{const}$. Далее строим линии $\Phi = \text{const}$ и устанавливаем границы областей разжижения, которые характеризуются направленной вверх вертикальной составляющей результирующей силы. Произведем

переход от плоскости w к откосу, можно очертить найденные зоны уже в области плоскости z . В плоскости $z = x + iy$, соответствующей откосному профилю, найденные зоны разжижения могут сопровождаться взвешиванием, оплыванием или фильтрационным выпором в зависимости от их местоположения и связности грунта.

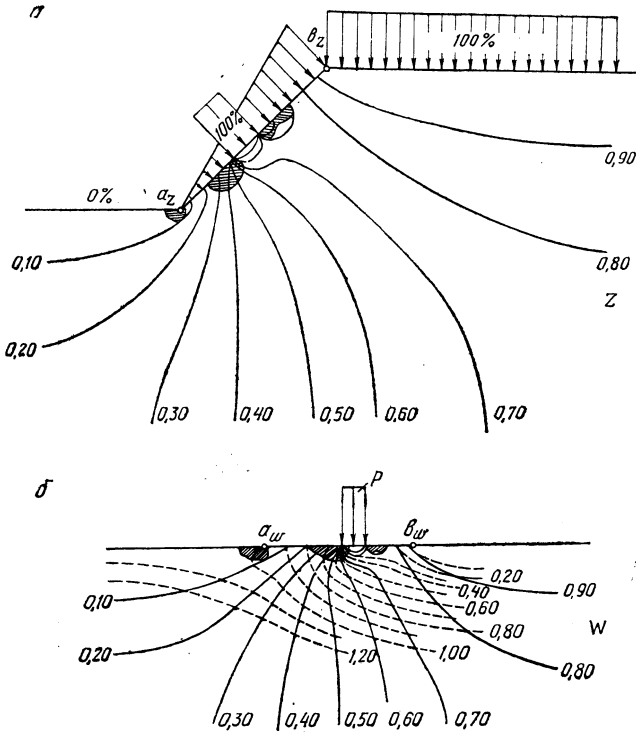


Рис. 4. Определение положения неустойчивых областей фильтрующего откоса:

a — напорная функция для фильтрующего по всей высоте откоса при динамическом воздействии по его участку; b — построение линий Φ и определение положения зоны разжижения.

Используя формулу (15), можно определить положение зон разжижения с учетом сил сцепления.

Мы рассмотрели устойчивость откоса с коэффициентом заложения $m=1$. Если заложение откоса иное, то соответствие с математической моделью устанавливается при помощи формулы (4). Общий порядок решения не меняется.

Критерием устойчивости водонасыщенного откоса при динамическом воздействии по участку периметра является отсутствие областей разжижения грунта. Величину воздействия, соответствующую отсутствию зон разжижения, можно считать безопасной при производстве работ и ее нужно принимать во внимание при выборе землеройного механизма (его типа).

С помощью предлагаемого способа расчета представляется возможным оценивать эффективность различного рода противофильтрационных мероприятий, учитывать анизотропность фильтрационных свойств грунтов и влияние геологических особенностей строения по соответствующим изменениям характера распределения фильтрационных сил (изменения гидродинамической картины).

Литература

1. *Н. Н. Баранов*. Исследование методом ЭГДА условий разжижения оснований и откосов выемок в процессе разработки. Сб. «Устойчивость фильтрующих откосов». Минск, 1969.
2. *Н. М. Герсеванов*. Основы динамики грунтовой массы. М., 1937.
3. *Р. Р. Чугаев*. Земляные гидротехнические сооружения. М., 1967.
4. *В. Коппенфельс, Ф. Штальман*. Практика конформных отображений. М., 1963.

Ю. А. Соболевский, С. М. Ицкович,
Н. Н. Баранов, Г. Т. Широкий

ИЗГОТОВЛЕНИЕ И ПРИМЕНЕНИЕ В ГИДРОМЕЛИОРАТИВНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ДРЕНАЖНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ КРУПНОПОРИСТОГО БЕТОНА

В гидромелиоративном строительстве для целей гашения фильтрационных сил при закреплении откосов и дна каналов используются, главным образом, дренажи из местных материалов. Применение дренажных элементов из крупнопористого бетона для закрепления поперечников и других целей не вышло пока из стадии опытных проверок [1—5].

Крупнопористый, или беспесчаный, бетон представляет собою материал зернистой структуры, который образуется из гравия или щебня, скрепленного сравнительно небольшим количеством раствора вяжущего вещества. Раствор обволакивает поверхность зерен заполнителя и склеивает их, не заполняя при этом межзерновую пустотность. В качестве заполнителя применяют также керамзит или аглопорит, а связующим может быть как цементный раствор, так и растворы на основе полимерных вяжущих, жидкое стекло и т. д.

Практика строительства показывает, что такой бетон может найти широкое применение при изготовлении изделий и конструкций самого различного назначения. В гидротехническом и гидромелиоративном строительстве крупнопористый бетон может быть применен как материал для фильтров водозаборных и водопонизительных установок, труб для дренажа и отвода грунтовых вод, фильтрующих элементов водонепроницаемых одежд креплений и т. п. Во всех названных случаях пористому бетону как строительному материалу присущи прочность, долговечность, индустриальность, возможность механизации процесса изготовления и монтажа.

Основными показателями бетона в таких конструкциях являются: водопроницаемость, определяемая пористостью бетона; прочность, обеспечиваемая расходом вяжущего; устойчивость против суффозии и заиления, определяемая толщиной слоя фильтра и крупностью заполнителя.

Если устойчивость против суффозии и заиления является требованием конструктивного порядка, то требуемые водопроницаемость и прочность обеспечиваются технологическими решениями. Остановимся на этом подробнее. При сравнительно небольшом расходе вяжущего необходимо достичь равномерного распределения его по всей поверхности зерен заполнителя. Расход вяжущего назначается в зависимости от крупности заполнителя и определяется произведением площади поверхности заполнителя на толщину обволакивающей растворной пленки. Однако удельная поверхность заполнителя даже в пределах одной фракции может существенно изменяться. Поэтому при существующей технологии приготовления крупнопористого бетона не всегда удается получить однородный по структуре бетон. Вяжущего либо не хватает, что снижает прочность, либо имеется избыток, а это ведет не только к перерасходу раствора, но и к снижению качества бетона, который при формовании расслаивается, и раствор стекает вниз, образуя слой плотного бетона. Во-

допроницаемость такого бетона резко падает. Это обстоятельство является тормозом для использования пористого бетона как материала для фильтров и дренажей.

Для производства однородного по структуре бетона необходимо вести непрерывный контроль за удельной поверхностью заполнителя и соответственно этому оперативно изменять расход вяжущего и воды. В производственных условиях выполнение последнего требования почти невозможно или же затруднительно. В этой связи нами испытан новый технологический прием приготовления.

По этой технологии бетонная смесь готовится в смесителе с заведомо большим, чем требуется по расчету, расходом цементного теста. Последнее предварительно готовится в растворомешалке и

подается в смеситель в количестве, превышающем объем межзерновых пустот заполнителя. Избыток цементного теста отделяется при обработке смеси на виброгрохоте и стекает обратно в смеситель. Для отделения излишнего цементного теста от бетонной смеси достаточно виброобработки в течение 5 сек, после чего оставшееся на заполнителе цементное тесто уже практически не отделяется. Зерна заполнителя, равномерно покрытые пленкой раствора минимальной толщины, используются для получения крупнопористого бетона. Цементного теста в таком бетоне получается ровно столько, сколько удерживается поверхностью заполнителя. Последний как бы сам «замеряет» свою удельную поверхность и по мере ее изменения автоматически дозирует цементное тесто.

Расход цементного теста, т. е. удерживающая способность заполнителя, зависит от его удельной поверхности и вязкости цементного теста.

Вязкость цементного теста при работе с цементом определяется водоцементным отношением. В зависимости от последнего изменяется толщина слоя цементного теста, удерживаемого на зернах заполнителя, и, следовательно, расход цемента (рис. 1). Чем меньше водоцементное отношение, тем больше расход цемента. При изменении крупности заполнителя его удерживающая способность изменяется пропорционально его удельной поверхности.

Бетонная смесь по описанной технологии может быть приготовлена в специальном смесителе непрерывного действия, который по сравнению с применяющимися в настоящее время имеет большую производительность, а при равной производительности меньшую металлоемкость. Кроме того, смеситель непрерывного действия существенно упрощает систему дозирования материалов. Приготовление бетона в подобном смесителе можно рекомендовать для широкого применения не только на полигонах сборного железобетона, но и непосредственно на строящихся мелиоративных объектах.

Крупнопористый бетон, приготовленный по новой технологии, обладает следующими преимуществами: бетонная смесь получается более од-

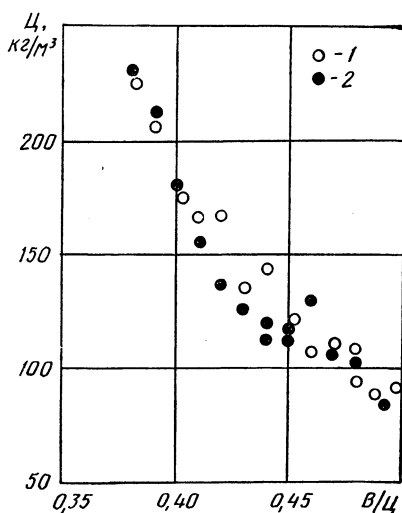


Рис. 1. Зависимость расхода цемента на 1 м³ крупнопористого бетона от водоцементного отношения цементного теста при крупности заполнителя 10—20 мм:

1 — бетона на гравии; 2 — бетона на щебне.

народной и нерасслаиваемой; бетон имеет максимальную при данной крупности заполнителя пористость; время перемешивания составляющих значительно уменьшается; требуемая прочность бетона гарантируется при минимальном расходе цемента.

Нами использована новая технология получения крупнопористого бетона для изготовления отдельных фильтрующих элементов креплений поперечников осушительных каналов. В частности, формовались дренажные балочки размером $10 \times 10 \times 40$ см и плитки $30 \times 40 \times 7$ см. Одновременно проводилось исследование основных физико-механических свойств такого бетона.

Известно, что прочность крупнопористого бетона зависит от расхода цемента. Поскольку в данном случае расход цемента, как следует из изложенного, является функцией водоцементного отношения, то полученные требуемой прочности бетона регулируется задаваемым водоцементным отношением. В табл. 1 приведены наши экспериментальные данные по расходу цемента, необходимому для получения бетона заданной марки при использовании в качестве заполнителя гравия фракции 5—10 мм, в сопоставлении с данными других исследователей, полученными по обычной технологии [1, 6]. Как следует из сопоставления, новая технология позволяет снизить расход цемента на 20—25 %.

Таблица 1

Марка бетона	Расход цемента, кг на 1 м ³ бетона		
	по данным И. С. Николодышева [1]	по данным Э. И. Михневича [6]	по новой технологии
50	160	150	120
75	210	200	160
100	265	250	190

Уменьшение расхода цемента позволяет повысить водопроницаемость бетона. Проведенные исследования коэффициента фильтрации отдельных образцов по двум направлениям показали его высокую стабильность при величине около 1170 м/сутки.

На объекте осушения (канал О-1, колхоз «Заветы Ильича» Лидского района) был выполнен опытный участок по закреплению откосов канала водонепроницаемыми бетонными плитками с упором в дренажную балочку и укладкой по дну дренажных плит. Доставка дренажных плит и балочек производилась автомобильным транспортом бесконтейнерным способом на расстояние около 200 км. При перевозке и погрузочно-разгрузочных операциях 2—3% изделий от перевозимого количества составляли брак. В настоящее время ведется наблюдение за поведением крепления в натуре.

Так как крупнопористый бетон играет в системе крепления роль фильтра, к нему предъявляются требования устойчивости против суффозии и кольматации. В суффозионном грунте с повышением скорости выше критической происходит вынос частиц грунта. В подобных условиях при подборе крупности заполнителя бетона нужно сравнивать размер пор бетона с диаметром зерен грунта [1]:

$$d_{\text{cp}}^{\text{бет}} \leq D_{\text{зап}}^{\text{гр}}$$

где $d_{\text{cp}}^{\text{бет}}$ — средний диаметр пор бетона; $D_{\text{зап}}^{\text{гр}}$ — диаметр зерен заполнителя грунта.

Если грунт несuffозионный, рекомендуется сравнить $d_{\text{ср}}^{\text{бет}}$ с диаметром зерен скелета грунта, т. е.

$$d_{\text{ср}}^{\text{бет}} \leq D_{\text{ск}}^{\text{гр.}}$$

Устойчивость к suffозии и кольматации может быть обеспечена подбором крупности заполнителя по междуслойным коэффициентам $m = \frac{D_{50}}{d_{50}}$, представляющим собою отношение средней крупности заполнителя к средней крупности частиц дренируемого грунта [2]. Средний размер зерен заполнителя D_{50} должен находиться в пределах

$$m_{\text{max}} d_{50} \geq D_{50} \geq m_{\text{min}} d_{50},$$

где d_{50} — средний диаметр частиц дренируемого грунта; m_{max} — максимально допустимые междуслойные коэффициенты, выше которых происходит просыпание грунта через тело крепления; m_{min} — минимальные значения междуслойных коэффициентов, ниже которых грунт обладает недостаточной дренирующей способностью. Значения m_{max} и m_{min} подбираются по графикам.

Следует, однако, отметить, что подбор фильтров по средним диаметрам зерен грунтов или по междуслойным коэффициентам обладает существенным недостатком. В условиях мелиоративных каналов, даже на небольших по протяженности участках, характер изменения грунтов с точки зрения их гранулометрического состава может быть весьма пестрым — от песков различной крупности до супесей, суглинков и грунтов органического происхождения. И обеспечить нужный фильтр за счет широкого диапазона диаметров фракций заполнителя в подобных условиях практически едва ли возможно. Во-первых, потребуются сортировка гравия по большому числу диапазонов фракций, что усложнит приготовление заполнителя. Во-вторых, укладка фильтра в производственных условиях потребует исследований гранулометрического состава грунта по трассе канала и тем усложнит технологию укладки.

Нами предлагается при использовании крупнопористого бетона в качестве фильтрующих элементов водонепроницаемых креплений защищать от кольматации и предотвращать suffозию с помощью всевозможных фильтрующих материалов — стеклоткани, стеклохолста и т. п. В табл. 2 приведены общие коэффициенты фильтрации некоторых различных сочетаний грунт—фильтр по имеющимся литературным данным [7]. Защитные материалы, сравнительно дешевые, не удорожат стоимости фильтра.

Т а б л и ц а 2

Фильтр под слоем песка 47,5 см	Толщина слоя фильтра, мм	Коэффициент фильтрации фильтра, м/сутки	Суммарный коэффициент грунта и фильтра, м/сутки
Стеклохолст	1	—	4,01
Стеклоткань	0,4	5,38	3,01
Мох-сфагнум	25	7,42	3,21
Торф-сфагнум	25	—	1,73
Льняная кофра	—	5,18	—

При существующих ценах (15 коп/м²) стеклохолст типа ВВ-Т наиболее экономичен. К тому же в защите нуждается только та часть бетона, которая соприкасается с дренируемым грунтом.

Весьма перспективным представляется использование крупнопористого бетона для изготовления труб-дрен. Дренажная труба, принимающая воду всей своей поверхностью, считается идеальной. Такая дрена обладает увеличенным гидравлическим радиусом и улучшенной водопропускной способностью, что позволит сократить объем земляных работ при строительстве закрытой осушительной сети. Опытные образцы труб изготовлены нами из крупнопористого бетона на природном гравии. Возможно применение также легкого керамзитового гравия, что делает дренажные трубы еще эффективнее.

Госстроем СССР в настоящее время рекомендованы трубофильтры из керамзитостекла (из смеси керамзитового гравия, керамзитового порошка и жидкого стекла) [3]. Внутренний диаметр трубофильтров 150 мм, толщина стенок 50 мм и длина элемента 825 мм (они могут быть и других размеров). На Лианозовском заводе монтируется технологическая линия годовой мощности 100 км трубофильтров диаметром 150 мм. Применение таких трубофильтров позволит снизить стоимость устройства каждого километра дренажей на 1,5—2,0 тыс. руб., сократить трудозатраты на строительство в 3—4 раза, повысить качество работ.

Применение крупнопористого бетона с оптимальными свойствами, использование прогрессивных технологических схем приготовления изделий повысит капитальность креплений и позволит шире внедрять индустриальные методы в гидромелиоративном строительстве.

Литература

1. *И. С. Николодышев*. Исследования фильтра из пористого бетона. «Гидротехника и мелиорация», 1958, № 10. *А. Ф. Печуров, Э. И. Михневич*. Методические указания по креплению русел рек и каналов в неустойчивых грунтах. Минск, 1968.
3. Трубофильтры из керамзитостекла. «Строительная газета» от 14 октября 1970 г.
4. *Э. И. Михневич*. Типы пористых креплений фильтрующих откосов. Сб. «Устойчивость фильтрующих откосов». Минск, 1969.
5. *В. А. Файтельсон*. Двухслойные плиты крепления каналов осушительных систем. Сб. «Устойчивость фильтрующих откосов». Минск, 1969.
6. *Э. И. Михневич*. Физико-механические свойства пористого бетона как материала для крепления откосов. Сб. «Мелиорация и использование осушенных земель». Минск, 1967.
7. *А. И. Мурашко*. Пластмассовый дренаж. Минск, 1969.

Ю. А. Соболевский, Н. Н. Баранов, А. А. Моркус

ПРИНЦИПЫ КРЕПЛЕНИЯ И ДРЕНАЖА ФИЛЬТРУЮЩИХ ПОПЕРЕЧНИКОВ ОСУШИТЕЛЬНЫХ КАНАЛОВ В ЦЕЛЯХ ОБЕСПЕЧЕНИЯ ИХ УСТОЙЧИВОСТИ

В осушительных системах открытые водопроводящие каналы являются одним из основных элементов, от исправности которых зависит правильная эксплуатация мелиоративных объектов. Постепенный переход к использованию закрытого дренажа, как основного метода осушения, строительство систем с двойным регулированием предъявляют жесткие требования к устойчивости каналов.

С появлением высокопроизводительной землеройной техники нередко не придавалось должного значения мерам по креплению откосов каналов. Традиционные крепления из местных материалов отвергались, способы механизации их изготовления и укладки разрабатывались явно недостаточно. В то же время практика строительства показывает, что пренебрежение или отказ от креплений откосов и их оснований оборачивается огромными убытками для государства. Однако и до настоящего времени в мелиоративном строительстве Белоруссии недооцениваются мероприятия по креплению откосов каналов, не говоря уже об использовании различного рода дренажей для увеличения устойчивости их поперечного профиля.

Очень часто за основной критерий принимается сравнительная стоимость 1 пог. м: крепления канала и выброшенного на этом же участке грунта. И в то же самое время сбрасываются со счетов эксплуатационные расходы по поддержанию в исправном состоянии мелиоративных систем, выполненных без крепительных мероприятий, а также расходы по их капитальному ремонту.

На состоявшемся 7—10 октября 1969 г. в Минске Всесоюзном совещании по устойчивости фильтрующих откосов отмечалось, что фактический срок службы закрепленных каналов составляет 22 года, а незакрепленных — 5 лет, что через 4 года сумма дополнительных капитальных и эксплуатационных расходов для незакрепленных и закрепленных каналов становится одинаковой, а через 10 лет эта сумма возрастет для незакрепленных каналов на 30%, что стоимость капитального ремонта незакрепленных каналов составляет 70% стоимости нового строительства [1]. Изучение сохранившихся до настоящего времени в хорошем состоянии закрепленных каналов довоенного времени позволяет утверждать, что при улучшении качества проектирования, строительства и эксплуатации, а также при снижении степени морального износа в будущем срок эксплуатации каналов-водоприемников может быть равным сроку службы гончарного дренажа (50—100 лет).

Осушительный канал благодаря своей небольшой глубине определенное время может работать полным сечением. Это периоды после весенних и летне-осенних паводков, а для систем с двойным регулированием — моменты сработки бьефов у шлюзов-регуляторов. Быстрое снижение уровня воды в канале влечет за собой запаздывание в пониже-

нии уровня грунтового потока, которое будет тем более значительным, чем меньше проницаемость фильтрующего грунта.

Насыщение откоса на всю или почти всю высоту может происходить также и под влиянием погодно-климатических факторов: длительного выпадения дождя, снеготаяния, перехода капиллярной воды в гравитационную, при понижении атмосферного давления и т. п. Поэтому в качестве основной расчетной схемы следует рассматривать экстремальный случай—поперечник, фильтрующий по всему периметру, или же откос, фильтрующий по всей высоте. В теле откосов, а также в их основаниях при этом возникает фильтрационный поток значительной интенсивности. Сравнительно небольшая высота откосов обуславливает недостаточный эффект собственного веса грунта как фактора устойчивости.

Незащищенные поверхности откосов подвержены деформациям, которые являются следствием нарушения главным образом местной устойчивости. Последнее связано с определенной ограниченной деформацией, протекающей в течение более или менее продолжительного времени. Развитие местных деформаций для ненапорных откосов может явиться причиной потери поперечником общей устойчивости. Поэтому правильный учет фильтрационных сил, действующих в теле откоса при производстве работ по отрывке и в период эксплуатации, в значительной мере обуславливает сохранность его и устойчивость.

Сопrotивление грунтов сдвигу, а также взвешиванию и отрыву фильтрационным потоком зависит от их влажности и плотности, на которые влияет ряд факторов. Выбор схемы производства работ должен производиться на основании геологических условий поперечника с целью обеспечения минимального нарушения равновесия грунтов под воздействием фильтрационного потока. Необходимо устанавливать также соответствующие очертания откосов, однако любой незащищенный профиль канала не может быть продолжительно устойчивым. Дренажные пригрузки уменьшают действие фильтрационных сил, а также увеличивают местную устойчивость подножия откосов против подмывающего действия руслового потока.

Закрепление поверхности откоса гибкой одеждой снижает разрушающее действие атмосферных осадков, сохраняя в значительной мере постоянство физико-механических свойств грунтов. Отрицательное действие этих факторов на прочность грунтов погашается сопротивлением крепления сдвигу и разрыву. Дренаживание откосов ведет к изменению направления и гашению фильтрационных сил. Таким образом, обеспечение местной и общей устойчивости против действия гравитационных сил во многих случаях автоматически решает задачу защиты откосов от воздействия множества других факторов.

Затруднительна отрывка и эксплуатация каналов при выклинивании грунтовых вод под напором. В условиях осушаемых земель наиболее часты выклинивания вод под местным напором, образующихся за счет прорезки при экскавации водонепроницаемых прослоек (так называемых «оглеенных горизонтов») и имеющих область распространения, примерно совпадающую с областью питания. Встречаются также и межпластовые напорные воды, приуроченные к склонам минеральных бугров. Отдельные заболоченные и переувлажненные территории наряду с поверхностными имеют напорное подземное питание из глубоких водоносных горизонтов. Оплывание и обрушение откосов каналов в подобных условиях, как в процессе экскавации грунта во время производства работ, так и при эксплуатации, носят то затухающий, то вновь усиливающийся характер. Русло и откосы каналов во многих местах при этом

пронизаны ключами. Распределение фильтрационных сил в однородных откосах также зависит от анизотропии водопроницаемости грунта.

При преобладании горизонтальной водопроницаемости над вертикальной имеет место равномерное распределение фильтрационных сил в теле откоса, в то время как ниже дна канала наблюдается интенсивная концентрация фильтрационных сил. В результате в слабых грунтах взвешивается и выпирает основание с последующим оползанием откосов, что зачастую можно наблюдать в торфах и сапропелях.

Если преобладает вертикальная водопроницаемость над горизонтальной, то интенсивность фильтрационных сил возрастает в теле откоса, а ниже дна канала эти силы ничтожны. Подобной анизотропией обладают лессовидные грунты, в которых после проходки канала можно наблюдать обрушение при устойчивом дне всего откосного клина, причем характер этих деформаций весьма однообразен на большом протяжении каналов.

Концентрированный фильтрационный поток может быть причиной суффозионных выносов грунта.

При оттаивании морозовспученных глинистых и пылеватых грунтов возникает фильтрационный поток, направленный параллельно поверхности откоса. Наличие линзочек льда, расположенных параллельно слоев грунта при их оттаивании. Такое положение имеет место при незащищенных поверхностях откосов и отсутствии их дренирования. Теплоизолирующий слой дерна на подсыпке из растительного грунта или торфа задерживает промерзание со стороны наклонной поверхности, и линзочки льда на фронте промерзания в процессе пучения получают ориентацию, не совпадающую с наклоном откоса. Условия устойчивости при оттаивании становятся более благоприятными. Дренирование поверхностных слоев также облегчается и в ряде случаев может быть достигнуто за счет дернины.

К настоящему времени наметился прогресс в разработке рациональных способов и конструкций креплений дна и откосов каналов, обеспечивающих комплексную механизацию строительства.

В Литовской ССР начал применяться разработанный Литовским научно-исследовательским институтом гидротехники и мелиорации метод посева трав на откосах каналов с последующим нанесением 2—5%-ного раствора битумной эмульсии для создания защитной корки на срок прорастания. Способ нанесения растительного слоя на откосную поверхность механизирован. Этот же институт разработал и внедрил способ вертикального дренирования с целью повышения устойчивости поперечных профилей каналов, прокладываемых в особо слабых грунтах — сапропелях.

В Эстонской ССР по предложению управления «Сельхозтехника» применяют закрепление откосов выше уреза воды дернокрошкой. Процесс заготовки и нанесения дернокрошки полностью механизирован.

Для крепления откосов и дна каналов шире стал применяться сборный бетон и железобетон.

Кафедрой «Основания, фундаменты и инженерная геология» Белорусского политехнического института разработан тип бетонных креплений откосов с упором в дренажные балочки или плиты из крупнопористого бетона.

Латвийский научно-исследовательский институт гидротехники и мелиорации рекомендует для облицовки каналов применять двухслойные плиты, верхняя часть которых формуется из плотного бетона, нижняя — из крупнопористого.

В Эстонии используются железобетонные плиты с подъемными боковыми бортами.

В Литве разработаны и внедрены крепления в виде сплошных железобетонных лотков с разгрузочными отверстиями, с защитой последних и стыков фильтрующими материалами.

В Белоруссии, Литве и Латвии на отдельных мелиоративных объектах осуществлены в порядке опыта замены открытых коллекторов закрытыми из сборных железобетонных и асбестобетонных труб. Эти конструкции могут себя экономически оправдать при устройстве коллекторов на участках с несвязными или малосвязными грунтами, подверженными действию напорного грунтового потока, где чрезвычайно трудно добиться устойчивого поперечника. Прокладка траншей в таких грунтах и укладка труб больших диаметров даже при глубинном водопонижении может быть значительно дешевле, чем устройство открытых каналов и их последующая эксплуатация с многочисленными ремонтами.

Белорусским научно-исследовательским институтом мелиорации и водного хозяйства и ЛатНИИГиМом разработаны крепления в виде пористых плит из полимерных бетонов.

СевНИИГиМом и Ленгипроводхозом предлагается комплекс работ и мероприятий по созданию устойчивого профиля осушительных каналов, в котором наряду с креплением дна и откосов большое внимание уделяется дренированию с целью разгрузки фильтрационного давления как на поверхности, так и в теле самого поперечника.

Такого же подхода придерживается кафедра «Основания, фундаменты и инженерная геология» Белорусского политехнического института, длительное время занимающаяся исследованием устойчивости фильтрующих откосов. В основу принципов крепления и дренажа фильтрующих откосов осушительных каналов и их оснований кафедра рекомендует положить рассмотрение действия гравитационных сил собственного веса, взвешивания и грунтового потока на фоне геологических и гидрогеологических условий. Там, где нет размывающего действия поверхности потоков, фильтрационное давление следует считать главным разрушающим фактором. Другие факторы накладываются и сопутствуют фильтрационному воздействию.

При разработке мероприятий по борьбе с разрушениями каналов рекомендуется руководствоваться следующими принципами.

1. Для откосов, сложенных сыпучими и малосвязанными грунтами, с наклоном, равным или меньшим углу внутреннего трения, при наличии безнапорного грунтового потока достаточным будет любое крепление в виде дренажной пригрузки.

2. Откосы из глинистых грунтов предпочтительнее укреплять гибкой одеждой, работающей на растяжение.

3. Откосы, сложенные глинистыми и пылеватыми пучинистыми грунтами, необходимо крепить гибкой одеждой с устройством теплоизолирующей подстилки в сочетании с поверхностным дренированием.

4. Поверхности откосов из торфа, сапропеля или заторфованных грунтов следует засеивать смесью из многолетних трав с целью предупреждения их зарастания сорняками.

5. Устойчивость подножий откосов из органических грунтов следует обеспечить простейшими креплениями типа бойлеров с использованием дренажного эффекта самого крепления и его засыпки, а также контактной фильтрации сваек; при наличии особо слабых маловодопроницаемых грунтов следует дополнительно вводить специальные вертикальные дрены.

6. Дренирование неустойчивой слоистой или анизотропной грунтовой толщи с преобладанием горизонтальной водопроницаемости над вертикальной должно вестись в направлении увеличения вертикальной водопроницаемости основания.

7. Откосы в грунтах с преобладанием вертикальной водопроницаемости над горизонтальной следует дренировать в горизонтальном направлении. В ряде случаев полезным может оказаться террасирование откосов с устройством водоотводящих лотков у подножий каждой из террас.

8. Тело откосов с выклиниванием напорных вод должно быть дренировано с целью гашения фильтрационных сил, после чего может быть произведено закрепление их поверхностей.

9. Напорные потоки дна поперечников должны быть перехвачены каптажем в местах образования ключей.

10. Закрепление откосов при выполнении вышеперечисленных мероприятий может производиться водонепроницаемой одеждой, но с обязательным устройством дренажной постели и мест разгрузки фильтрационного давления.

Экспедиционное обследование состояния крепительных мероприятий на осушительных системах Литовской ССР и Латвийской ССР показало, что практика крепительных мероприятий на объектах осушительных мелиораций наиболее широко осуществляется в Прибалтийских советских республиках и в особенности в Литовской ССР. Здесь в основном используются традиционные виды креплений, требующие больших затрат ручного труда. Однако несмотря на это, отдача от вложенных средств в осушение и освоение болот и заболоченных земель здесь наибольшая в Советском Союзе.

Комиссия, проводившая обследование, пришла к следующим выводам и рекомендациям.

1. При выборе крепительных мероприятий на мелиоративных системах необходимо учитывать инженерно-геологические, гидрогеологические и гидрологические условия, а также климатические особенности территории.

2. При проектировании крупных водоприемников и водопроводящих каналов необходимо соблюдать условия, исключая интенсивный размыв с переносом грунта во взвешенном состоянии и его отложение на других участках русла, применяя для этих целей необходимые защитные мероприятия (покрытия из неразмываемых материалов, перепады, быстроток и др.).

3. Биологические виды креплений следует рассматривать как наиболее приемлемые и дешевые для обеспечения устойчивости и долговечности каналов осушительных систем.

4. С увеличением объемов мелиоративных работ сокращается возможность добычи дернины на естественных сенокосах и залежах. Поэтому наиболее прогрессивным способом биологического крепления периодически затапливаемых поверхностей откосов русловым потоком является залужение многолетними травами, которое может быть полностью механизировано.

5. Залужение откосов многолетними травами следует выполнять специальными разбрасывателями после предварительного перемешивания семян с растительным грунтом, торфом и минеральными удобрениями.

6. Для защиты семян и растительного слоя на откосах от ветровой и водной эрозии следует закреплять поверхность битумными эмульсиями и другими связующими веществами.

7. Для увеличения устойчивости нижней фильтрующей части откоса

необходимо его дренирование. В большинстве случаев достаточным мероприятием является поверхностный дренаж по типу обратного фильтра (дерн, плетневая стенка, фашина, гравийная, щебеночная и пористая бетонная пригрузки). При интенсивном высачивании грунтовых вод дополнительно необходим разгрузочный береговой дренаж. На мощных торфяно-сапропелевых отложениях, на отдельных трудно проходимых участках в порядке производственных испытаний следует закладывать вертикальный разгрузочный дренаж оснований откосов.

8. Крепления каналов бетонными и железобетонными плитами и лотками следует применять на размываемых участках каналов, у искусственных сооружений и в населенных пунктах с соблюдением необходимых дренажных мероприятий.

9. На сильнооплываемых и размываемых участках в минеральных грунтах открытые коллекторы в порядке производственных испытаний следует заменять на закрытые из сборных элементов.

Литература

1. Сб. «Устойчивость фильтрующих откосов». Минск, 1969.

Ю. А. Соболевский, Н. Н. Баранов

НЕКОТОРЫЕ СПОСОБЫ КРЕПЛЕНИЯ И ВОССТАНОВЛЕНИЯ ОТКОСОВ МЕЛИОРАТИВНЫХ КАНАЛОВ

Утверждение принципа двойного регулирования в осушительной мелиорации и широкое применение закрытого дренажа требуют повышения капитальности мелиоративных систем как в целом, так и в отдельных их звеньях. Важными звеньями являются открытые водопроводящие и магистральные каналы, а также водоприемники. Закрепление откосов, а на размываемых участках и дна предохраняет каналы от разрушений и деформаций и обеспечивает надежную и долговечную службу систем.

Для этой цели до настоящего времени в практике применяются традиционные виды креплений и дренажа поперечников из местных материалов. Однако все более широкое использование находят крепления из сборного бетона и железобетона, а также из крупнопористого бетона,

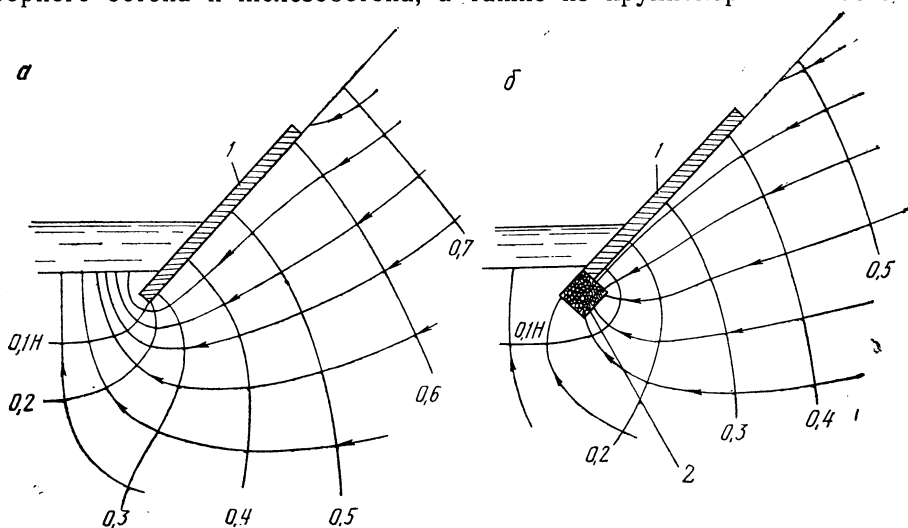


Рис. 1. Фрагмент гидродинамической картины фильтрующего по всей высоте откоса: а — закрепленного в нижней части водонепроницаемой одеждой; б — то же с упором в дренажную балочку; 1 — водонепроницаемое крепление; 2 — дренажная упорная балочка.

хотя объем их применения невелик. Эти крепления наиболее полно отвечают требованиям индустриальности, сборности и обрабатываемости. Применяя высокомарочный бетон и соответствующие цементы, можно получать прочные крепления, устойчивые против действия метеорологических факторов и агрессии водной среды.

Крепления из плотного бетона препятствуют свободному высачиванию воды из грунта в канал и создают подпор для фильтрационного потока. На рис. 1, а приведена полученная на приборе ЭГДА гидродинамическая картина фильтрующего по всей высоте откоса, закрепленного в нижней части бетонными плитами, уложенными без дренажного слоя.

Наличие поверхностного водоупора в виде водонепроницаемых плит создает в области подошвы откоса концентрацию фильтрационных сил. Под действием восходящего фильтрационного потока усиливается взвешивание несвязного грунта и происходит его вынос. В откосе из связанного грунта некоторая часть объема может выпираться и разжижаться. В этом месте может произойти разрыв грунта русловым потоком даже при скоростях, значительно меньших размывающих. Крепление, как правило, приходит к полному расстройству. Если оно состоит из мелких плит, то после разрушения оно представляет собой каменную наброску. Взвешивающее действие фильтрационного потока будет еще большим, если водонепроницаемое крепление, кроме откосов, покрывает и дно канала.

Для снятия фильтрационного давления и уменьшения выходных гидравлических градиентов в основаниях откосов практикуется укладка фашин и фашинных тюфяков или устройство гравийных засыпок, а под водонепроницаемыми бетонными плитами — дренажных подсыпок.

Названные способы весьма трудоемки, а возможность их механизации ограничена. Кроме того, устройство засыпок и подсыпок сопряжено с трудностями по приданию им правильной формы в профиле и плане; срок же службы фашин незначителен, в особенности на пересыхающих участках. В качестве дренажных засыпок используют иногда ветки хвойных древесных пород, мох сфагновый и лесной, льняную костру, опилки, стружки и т. п. Однако перечисленные материалы довольно быстро подвергаются биологическому разрушению.

Авторами предлагается в качестве дренажного элемента бетонных и железобетонных креплений использовать балочки из крупнопористого бетона (рис. 1, б). Укладкой дренажных балочек достигается эффект снижения выходных гидравлических градиентов в месте примыкания крепления ко дну канала; обеспечивается необходимый упор, ограничение руслового потока в плане и уменьшение его размывающего действия.

Сравнение рис. 1, а и 1, б показывает, что для откоса, пронизанного безнапорным фильтрационным потоком и закрепленного водонепроницаемой одеждой, достаточным мероприятием по снижению выходных гидравлических градиентов будет укладка дренажа в нижней его части. Подобные дренажные балочки были применены в 1970 г. на канале О-1 колхоза «Заветы Ильича» Гродненской области при закреплении откосов бетонными плитками «ласточкин хвост». На этом же канале на размываемом участке, сложенном мелкими песками и супесью, плитки «ласточкин хвост» укладывались в сочетании с закреплением дна пористыми бетонными плитами (рис. 2, а). Подобное крепление канала устойчиво против действия многих факторов и обеспечивает свободный выход грунтовых вод в русло. Откосы при этом имеют красивый и опрятный вид (рис. 3). Выше бетонных плиток откосы следует крепить залужением или одерновкой.

Заслуживает внимания способ, предложенный эстонскими мелиораторами и заключающийся в нанесении на поверхность откосов дерно-крошки. В Литве для удержания семян при залужении откосов из сыпучих грунтов применяется их поливка битумными эмульсиями. Очевидно, эти способы можно сочетать.

Откосы из пучинистых глинистых грунтов обычно закрепляются дерном, который после прирастания к поверхности откоса хорошо сопротивляется разрыву. Однако во многих случаях одерновка не обеспечивает сопротивления против сползания вниз поверхностных слоев откоса, а ее дренирующий эффект в пучинистых грунтах при оттаивании незначителен. Оползневым деформациям поверхности во многом сопутствует филь-

традиционный поток, образующийся при оттаивании и направленный параллельно поверхности откоса.

Для предотвращения деформаций сползания целесообразно предусматривать дренирование поверхностных слоев грунта (рис. 2, б). С этой целью нами предлагается укладка обернутых стеклотканью или

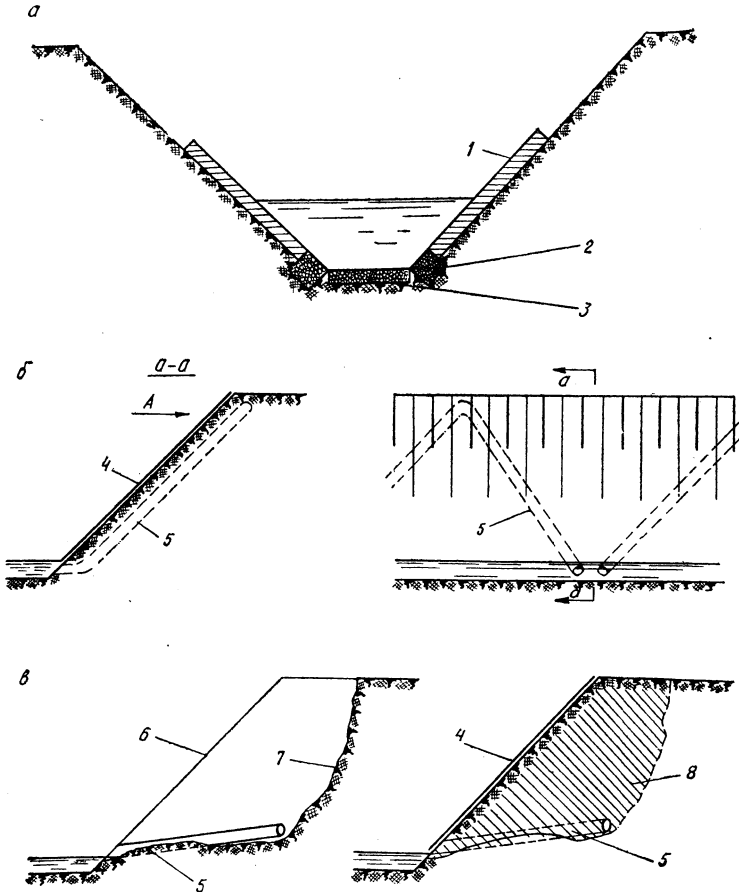


Рис. 2. Способы крепления и восстановления откосов осушительных каналов:

а — закрепление откосов бетонными плитками «ласточкин хвост» с упором в дренажную балочку из крупнопористого бетона и укладка по дну дренажных плит; б — дренирование поверхностного слоя грунта и закрепление поверхности откоса гибкой одеждой; в — восстановление обрушенной части напорного откоса: 1 — водонепроницаемое крепление; 2 — дренажная балочка; 3 — дренажная плита; 4 — гибкая одежда; 5 — дрена; 6 — первоначальный профиль; 7 — профиль после обрушения; 8 — засыпка из местного грунта.

стеклорогожей обрезков полиэтиленовых труб параллельно поверхности откоса под углом к бровке в неглубоких бороздах. Наличие такой дрены в поверхностном слое откоса будет препятствовать скапливанию гравитационной и капиллярной воды и переходу глинистого грунта в пластичное или текучепластичное состояние. Местная устойчивость поверхностного слоя откоса из пучинистого грунта, закрепленного одерновкой или залужением в сочетании с поверхностным дренажом, будет обеспечена в наиболее неблагоприятные для таких параметров периоды весеннего оттаивания. Изложенный способ не опробован еще в полевых условиях,

поэтому необходимы дальнейшие исследования, связанные с его внедрением и использованием в производстве.

Если откосы подвержены действию напорного грунтового потока, то их закрепление бетоном или железобетоном с устройством дренажного упора может оказаться недостаточным, так как дренажные балочки не снимут фильтрационного давления в глубине массива. Для этой цели следует применить укладку трубчатого дренажа на расстоянии нескольких метров от закрепленной поверхности с последующим выводом его в русло за пределами напорного участка.

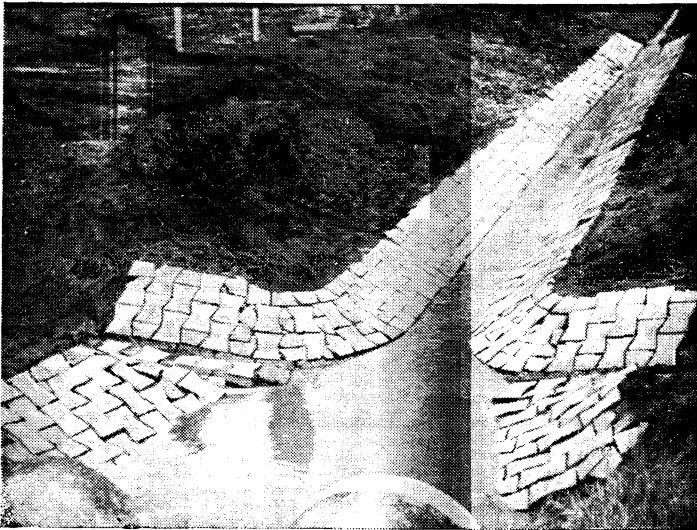


Рис. 3. Вид закрепленного участка канала.

Распространенной деформацией незакрепленных и недренированных откосов на напорных участках является их обрушение, которое может распространяться не только на нижнюю часть, но и на весь откос и даже за пределы верхней бровки. Величина деформации зависит от особенностей геологического строения и интенсивности действующего напора. В большинстве случаев это слоистые откосы с прослойками или линзами песка различного гранулометрического состава, через которые выклинивается напорный фильтрационный поток.

Нами рекомендован и применен на одном из каналов метод восстановления таких откосов, сущность которого заключается в следующем (рис. 2, в). По контуру цирка обрушения у нижней его бровки укладывается обернутая стеклорогожей полиэтиленовая дрена, которая затем присыпается местным грунтом. Дренажная труба одним или обоими концами выводится в русло. Засыпку можно производить бульдозером с последующим выравниванием вручную, при этом засыпке может быть придан несколько выпуклый профиль — «строительный подъем» — с учетом последующего уплотнения.

Поверхность откоса закрепляется одновременно гибкой одеждой, способной приспособливаться к деформациям вследствие уплотнения грунта. Если поверхность откоса закрепляется некоторое время спустя, то грунт засыпки необходимо уплотнять в процессе восстановления откосного профиля.

Р. А. Станкевич

**ЭФФЕКТИВНОСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ БЕСФИЛЬТРОВЫХ СКВАЖИН
В ПЕСКАХ НА АРТЕЗИАНСКИХ ВОДОЗАБОРАХ БЕЛОРУССИИ**

В условиях быстрого роста промышленности и сельского хозяйства, улучшения коммунальных условий в городских и сельских населенных пунктах постоянно возрастает потребность в пресных подземных водах как источнике водоснабжения. На территории Белоруссии для этих целей наряду с эксплуатацией четвертичных водоносных горизонтов широко используются воды палеоген-неогеновых, верхнемеловых, верхнеюрских, верхне- и среднедевонских, верхнепротерозойских отложений. Для водоснабжения и гидрогеологических исследований на территории БССР ежегодно бурится 1800—2000 скважин, вскрывающих напорные водоносные горизонты.

При проектировании и сооружении скважин необходимо прежде всего решить вопрос о наиболее рациональной конструкции водоприемной части, которая должна обеспечивать высокую производительность и долговечность эксплуатации. Абсолютное большинство пробуренных на территории республики скважин получает воду из горизонтов, сложенных различными по составу песками, и оборудовано различными фильтрами — сетчатыми, проволочными, каркасно-стержневыми, щелевыми, гравийными с разными каркасами и т. д.

Общей особенностью фильтров является то, что любой из них представляет собой препятствие как для выноса породы, так и для движения воды. Чем мельче и однороднее пески, тем более плотные требуются фильтры. Препятствуя выносу песка, фильтры одновременно интенсивно кольматируются, затрудняют разглинизацию прифильтровой зоны после вращательного бурения с глинистым раствором, создают большие гидравлические сопротивления. Совокупность этих факторов приводит к дополнительному снижению динамического уровня воды в створе скважины в процессе опытной откачки или эксплуатации и, как следствие, к уменьшению удельного дебита скважины. В таком случае при неудовлетворении потребности объекта возникает необходимость в бурении дополнительных скважин, что значительно увеличивает стоимость работ по водоснабжению.

Скважины с фильтрами в песчаных водоносных горизонтах имеют ограниченный срок службы. При выходе из строя они требуют ремонта или полной замены, на что затрачиваются дополнительно большие средства. Причины недолговечности таких скважин связаны с выходом из строя фильтра, что вызывается коррозией и разрушением металлической сетки, проволоки и каркаса, химической и механической кольматацией фильтра. Способствующим фактором в этом направлении является повышенное содержание железа в воде, которым характеризуются, как правило, подземные воды Белоруссии. Соединения железа, отлагаясь на фильтре, закупоривают его проходные отверстия, создавая добавочные сопротивления движению воды и снижая производительность скважин до минимума.

Несмотря на имеющиеся недостатки, фильтры являются основным

конструктивным элементом скважины, универсально пригодным для применения в различных гидрогеологических условиях. Наряду с дальнейшим совершенствованием конструкций фильтров и технологии обработки прифильтровой зоны, в настоящее время находят все более широкое применение принципиально отличающиеся способы вскрытия и эксплуатации водоносного пласта. К последним относится бесфильтровый забор воды из песков различного гранулометрического состава в определенных гидрогеологических условиях.

Наибольшие затруднения обычно связаны с эксплуатацией водоносных горизонтов, представленных мелко- и тонкозернистыми песками. В ряде районов Белоруссии в таких случаях могут успешно применяться бесфильтровые скважины, которые устраиваются в напорных песчаных водоносных горизонтах, прикрытых относительно прочной и устойчивой кровлей.

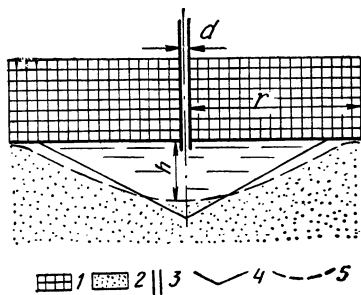


Рис. 1. Соотношение размеров водоприемной части бесфильтровой скважины:

1 — мел; 2 — песок; 3 — обсадные трубы; 4 — первоначальная воронка; 5 — выположенная полость; d — диаметр обсадных труб (0,1—0,2 м); r — радиус полости (3—4 м); h — глубина полости (1,5—2,0 м).

Водоприемником в них служит разработанная в самой верхней части песчаного пласта полость, имеющая чаще всего форму воронки, через откосы которой вода поступает из пласта в скважину (рис. 1). Устойчивость водоприемной полости обеспечивается естественными углами фильтрующих откосов, крепостью пород кровли и значительной величиной поддерживаемого ее гидростатического напора.

Благодаря большой площади фильтрующей поверхности и практическому отсутствию входных сопротивлений бесфильтровые скважины обладают максимально возможными удельными дебитами при незначительном вскрытии водоносного пласта. Водоприемная поверхность

воронки глубиной 1 м и радиусом основания 2 м (при угле откоса 26°), равная $14,04 \text{ м}^2$, равна по площади $22,4 \text{ пог. м}$ фильтра диаметром 0,2 м или $11,2 \text{ пог. м}$ при диаметре 0,4 м. Если же глубину воронки увеличить до 2 м при угле откоса 26° и радиусе основания 4 м, то ее фильтрующая площадь составит $56,2 \text{ м}^2$, что соответствует площади фильтра диаметром 0,2 м длиной 89,5 пог. м или диаметром 0,4 м длиной 44,7 пог. м. Бесфильтровые скважины с подобным устройством водоприемной части могут использоваться в песках любого гранулометрического состава, но наиболее эффективны они для мелко- и тонкозернистых, глинистых песков. Именно для последних увеличение размеров водоприемной части играет существенную роль в повышении дебита скважины, чего не позволяют достигнуть применяемые фильтры. Отсюда становится понятным, почему удельные дебиты бесфильтровых скважин, пробуренных на некоторых водозаборах Белоруссии, в 4—8 раз больше, чем у скважин с фильтрами.

Гидрогеологическая изученность территории Белоруссии позволяет выделить районы, имеющие благоприятные условия для оборудования бесфильтровых скважин в песках (рис. 2). Подходящими для этого являются два широко распространенных водоносных горизонта: сеноманский горизонт верхнего мела и старооскольско-швентойский горизонты среднего и верхнего девона.

Первый эксплуатируется в западной части БССР в Брестской и Гродненской областях и на юго-востоке — в Могилевской и Гомельской областях. Кровлей его является выдержанная по площади и достаточно плотная в нижней части мергельно-меловая толща.

Второй является источником водоснабжения в северо-восточной части республики — в Могилевской и Витебской областях. Переслаивающиеся с песками прослой плотных алевролитов и глин мощностью более 10 м могут служить устойчивой кровлей для водоприемных воронок.

В центральной части республики, в области наиболее высокого положения Белорусского кристаллического массива, указанные водоносные горизонты не развиты. На крайнем северо-востоке территории второй из них уходит под толщу верхнедевонских известняков и доломитов, представляющих здесь основной по водообильности водоносный горизонт, в связи с чем эксплуатировать нижний песчаный горизонт там нецелесообразно.

Первые три бесфильтровые скважины, забирающие воду из мелкозернистых девонских песков, известны на территории Белоруссии (Могилев). Они были пробурены в 1939 г., причем скважины № 1 и № 2 (табл. 1) к 1940 г. были оборудованы фильтрами, а скважина № 3 на водозаборе «Днепровском» эксплуатировалась как бесфильтровая. В последующем только на водозаборах Бреста применялась такая конструкция скважин: здесь с 1950 по 1967 г. буровыми организациями было сооружено 11 бесфильтровых скважин в сеноманских песках. На водоза-



Рис. 2. Районы возможного применения бесфильтровых скважин в песках на территории Белоруссии:

1 — в сеноманском горизонте; 2 — в старооскольском и швентойском горизонтах.

Таблица 1

Район расположения	Номер скважины	Год сооружения	Дебит, м ³ /ч	Понижение, м	Удельный дебит, м ³ /ч
Могилев	1	1939	108	7,0	15,4
»	2	1939	80	7,7	10,4
»	3	1939	120	14,0	8,6
Брест	307	1950	100	5,0	20,0
»	303	1953	142	7,0	20,7
»	223	1954	120	11,5	10,4
»	304	1957	110	6,0	18,3
»	308	1958	120	6,5	18,5
»	535	1959	100	3,5	28,6
»	538	1960	80	11,0	7,3
»	1022	1960	120	8,2	14,6
»	11595	1965	100	5,0	20,0
»	18242	1966	80	4,5	17,8
»	13782	1967	80	9,0	8,9
Гродно	111	1970	200	13,37	14,95
»	112	1970	127	10,78	11,80
«	113	1970	124	10,42	11,90
»	115	1970	90	8,42	10,78
»	116	1970	89,5	14,31	6,21
»	118	1970	115	11,44	10,28
Рогачев	2	1971	99,3	10,20	9,73

борах в других районах БССР подобные скважины не были распространены.

В поисково-разведочных целях при изыскании новых водозаборов бесфильтровые скважины в Белоруссии начали применяться с 1966 г. в районе Полоцка, затем в районах Бреста, Гродно, Жлобина, Рогачева, Могилева. В дальнейшем намечено еще более широкое их внедрение.

В табл. 1 приведены результаты опытных откачек из эксплуатационных и разведочно-эксплуатационных бесфильтровых скважин, пробуренных на водозаборах (Могилев, Брест) и участках детальной разведки (Гродно, Рогачев). В табл. 2 сведены результаты опытных откачек из бесфильтровых разведочных гидрогеологических скважин с трубами малого диаметра (108—146 мм). Как видно, бесфильтровые скважины обладают высокими дебитами.

Т а б л и ц а 2

Район расположения	Количество скважин	Год сооружения	Дебит, м ³ /ч	Понижение, м	Удельный дебит, м ³ /ч
Полоцк	2	1966	101—103	8,65— 8,4	11,7—12,3
Брест	6	1967	37,8—45,1	4,4 — 6,5	6,0— 8,5
Гродно	3	1968, 1970	78,8—86,0	9,1 —16,5	8,7— 5,2
Жлобин	3	1970	52,2—67,0	7,1 — 9,9	5,9— 8,4

Для сравнения можно привести фактические характеристики по скважинам с фильтрами на те же горизонты: например, по эксплуатационным скважинам в Гродно удельные дебиты находятся в пределах 0,4—3,4 м³/ч, по разведочным скважинам с проволочными фильтрами в районе Бреста удельные дебиты составляют 0,5—2,4 м³/ч.

В целом на территории Белоруссии к началу 1971 г. насчитывалось не более 40 бесфильтровых скважин, причем часть из них находилась в стадии бурения и опробования. Это чрезвычайно малая доля по сравнению с более чем 30 тыс. скважин на воду, пробуренных в республике. Тем не менее перспективы для более широкого применения бесфильтровых скважин, обладающих многими положительными качествами, привлекают внимание специалистов.

Многолетняя эксплуатация бесфильтровых скважин на водозаборах Бреста подтверждает надежность их работы. В отличие от других конструкций скважин, эксплуатирующих сеноманский водоносный горизонт с повышенным содержанием железа, кольматирующего обычные фильтры, бесфильтровые скважины устойчиво сохраняют свой дебит во времени.

В ряде других районов страны бесфильтровые скважины в песках успешно эксплуатируются многие годы. Известно, что на водозаборах Пензы и Курска они служили более 30—40 лет. В настоящее время они получают большое распространение в Днепровском, Сурско-Хоперском артезианских бассейнах и в других районах. В целом по стране к 1971 г. было оборудовано более 1,5 тыс. таких скважин, из них только в Пензенской и Волгоградской областях более 800 скважин.

В отечественной литературе на протяжении уже более 30 лет освещаются различные проблемы по бесфильтровым скважинам. Исследовался вопрос о внедрении этих скважин в буровую практику для водоснабжения [1, 2, 3, 4]. Предлагались рекомендации по их расчету [5, 6, 7]. Кроме того, изучались вопросы притока воды к скважинам, вскрываю-

щим пласт забоем [8, 9, 10, 11], устройства и использования эксплуатационных бесфильтровых скважин для водоснабжения в ряде районов СССР, варианты расчета их элементов.

Актуальность рассматриваемого вопроса вызвана теми достоинствами, которыми отличаются бесфильтровые конструкции скважин. Основные их преимущества состоят в том, что они имеют большие дебиты, не требуют ремонта, срок их службы увеличивается во много раз и практически определяется износом обсадных труб, они не снижают дебит во времени, при бурении не требуют затрат на изготовление и установку фильтра, а также на операции по разглинизации при роторном бурении. Кроме того, упрощается технология сооружения скважин, уменьшаются эксплуатационные расходы ввиду меньших глубин динамических уровней и т. д.

Успешное применение бесфильтровых скважин возможно при методически правильном их проектировании, сооружении и эксплуатации. Наиболее важные рекомендации сводятся к следующему.

Точная глубина залегания кровли песков определяется по керну и каротажу. Обсадные трубы опускаются до кровли. Заглубление обсадных труб в песок не должно превышать 0,5 м, иначе создается излишне глубокая воронка, ведущая к неустойчивости кровли (нормальная глубина воронки составляет 1,5—2,0 м). В случае неясности положения контакта можно переходную зону перекрыть перфорированной трубой, которая не препятствует созданию воронки на своем месте. Затрубное пространство цементируется, чтобы по нему не переносился сверху в воронку обломочный материал.

Образование водоприемной полости производится вначале промывкой водой через буровой снаряд с подключением эрлифта, затем интенсивной откачкой эрлифтом. Откачка начинается с малых понижений уровня, чтобы при малой воронке песок не затягивался в ствол скважины и не образовывал пробки.

Дебит опытной откачки должен по возможности на 20—40% превышать эксплуатационный, чтобы сформировались устойчивые откосы. В этом случае будет меньшая вероятность пескования при эксплуатации. Необходимо соблюдать равномерный режим эксплуатации и избегать гидравлических ударов, чтобы не нарушать устойчивости фильтрующих откосов.

Литература

1. Г. В. Богомолов. Бесфильтровые скважины в песчаных грунтах и элементы их расчета. «Водоснабжение и сантехника», 1938, № 4.
2. Г. П. Маньковский, Н. В. Ереснов, Н. А. Плотников. Водоснабжение предприятий и населенных мест. Ч. 1. М.—Л., 1938.
3. М. А. Лавриненко. Бесфильтровые скважины внедрить в буровую практику. «Водоснабжение и сантехника», 1938, № 4.
4. И. П. Орлов. К вопросу устройства и эксплуатации бесфильтровых артезианских колодцев. «Гидротехника и мелиорация», 1950, № 6.
5. В. С. Оводов. Сельскохозяйственное водоснабжение и обводнение. М., 1960.
6. М. Е. Альтовский. Определение дебита бесфильтровых скважин. «Советская геология», 1945, № 8.
7. И. Ф. Володько. Водозаборы и особенности поисков подземных вод в различных гидрогеологических условиях. М., 1963.
8. Ф. Форхгеймер. Гидравлика. М.—Л., 1935.
9. В. Н. Щелкачев, Б. Б. Лапук. Подземная гидравлика. М., 1949.
10. Н. К. Гирицкий. Определение коэффициента фильтрации по данным откачек при неустановившемся дебите и понижениях. М., 1950.
11. С. К. Абрамов, В. Д. Бабушкин. Методы расчета притока воды к буровым скважинам. М., 1955.

Е. М. Левкевич, В. Н. Юхновец

ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЛИЯНИЯ ВОЛНЕНИЯ В ВЕРХНЕМ БЬЕФЕ НА ФИЛЬТРАЦИОННЫЙ РЕЖИМ В НАПОРНОЙ ДАМБЕ

При проведении лабораторных исследований фильтрации через напорные дамбы с верховым откосом, покрытым водопроницаемым креплением, нами было установлено, что при продолжительном воздействии регулярных волн на верховой откос модели наблюдается подъем депрессионной кривой над ее положением, установившемся при спокойном уровне в верхнем бьефе [1].

Для детального изучения этого вопроса нами были поставлены лабораторные опыты, в задачу которых входило изучение влияния волнения на фильтрационный режим в дамбе с различным заложением верхового откоса ее и при действии регулярных волн различных параметров. Исследования проводились в волновом лотке $12,0 \times 0,4 \times 0,32$ м. Для воспроизведения волн лоток оборудован волнопродуктором типа качающегося щита, обеспечивающего получение волн в широком диапазоне периодов — от 0,6 до 2,5 сек и высотой 3—12 см.

В лотке устанавливалась модель дамбы (рис. 1), имеющая следующие размеры: высоту 40 см, ширину по гребню 30 см, заложение низового откоса — 1 : 2, верхового — от 1 : 3 до 1 : 10 (в зависимости от условий опыта).

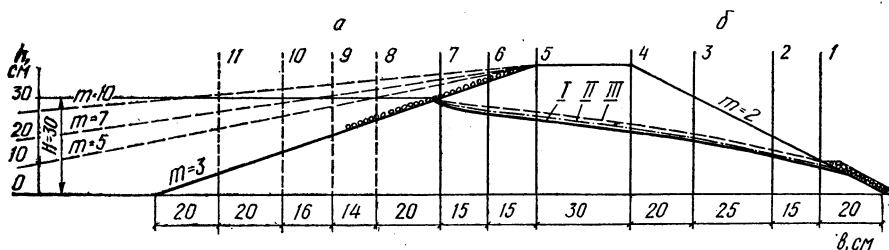


Рис. 1. Схема модели дамбы и кривые депрессии:

I — по опытным данным; II — по Е. А. Замарину; III — по СНиП. II-И 4-62; а — пьезометры для $m=5, 7, 10$; б — для всех заложений откосов.

Поверхность верхового откоса укреплялась отсыпкой из мелкого гравия слоем толщиной 1—2 см. Кроме этого, в зоне разрушения волны на поверхность откоса укладывалась металлическая сетка с ячейкой $0,5 \times 0,5$ см. На низовом откосе на высоту 10 см укладывался наклонный дренаж из мелкого гравия слоем 3 см.

Грунт тела дамбы — среднезернистый песок, физико-механические свойства которого приведены в табл. 1.

Для измерения уровня грунтовой воды в дамбе устанавливались пьезометры, количество которых в зависимости от заложения верхового откоса изменялось от 7 (при заложении 1:3) до 11 (при заложении 1:10). Пьезометры изготовлялись из дюралевых трубок диаметром 13 мм.

Таблица 1

Диаметр фракций грунта, мм	>5	5—3	3—2	2—1	1—0,5	0,5—0,25	0,25—0,1	< 0,1	Угол естественного откоса, град		$K_{\Phi(10)}$, см/сек	$n = \frac{d_{60}}{d_{10}}$
									сухого	мокрого		
Количество фракций, %	0,17	0,85	2,0	5,5	32,45	39,65	18,25	1,13	37	33	0,01064	3

Для сброса и измерения расхода профильтровавшейся воды в нижний бьеф за наклонным дренажом в дне лотка было сделано отверстие с водоотводящей трубкой.

Уровни и элементы волн измерялись при помощи мерных игл электросигнальным способом. Параметры волнения и высота наката волны на откос определялись также осциллографическим способом при помощи двухэлектродных датчиков, усилителя и осциллографа Н-700.

Опыты производились в следующем порядке. В первую очередь определялось положение кривой депрессии при различных уровнях воды в верхнем бьефе. Для этого модель после ее изготовления замачивалась путем медленного подъема уровня воды в лотке. Когда уровень достигал отметки 30 см, подача воды осуществлялась в объеме, компенсирующем потери на фильтрацию. Через 10—15 мин проводилось измерение уровня воды в пьезометрах H_n и фильтрационного расхода q_{Φ} до тех пор, пока указанные параметры не становились постоянными. Затем путем увеличения расхода питания уровень в верхнем бьефе поднимался на 2 см, и опыт повторялся. Таким образом, для каждого откоса фиксировались элементы фильтрационного потока для уровней 30, 32, 34, 36, 38 см. После измерений уровень воды в верхнем бьефе медленно опускался до глубины 30 см.

После стабилизации грунтового потока в лотке создавался определенный волновой режим, который вызывал изменение положения кривой депрессии. Так же, как и в предыдущих опытах, проводились периодические наблюдения за изменением элементов грунтового потока. По достижении стабильных показаний измерялись и регистрировались параметры волн, уровни воды в пьезометрах, фильтрационные расходы и высота наката волны. После измерений задавался новый волновой режим, и опыт повторялся.

Опыты проводились при следующих параметрах: m — коэффициент заложения верхового откоса модели — 3, 5, 7, 10; H — глубина воды в верхнем бьефе (30 см); H_1 — глубина воды в нижнем бьефе (0); τ — период волны (0,73, 0,81, 0,88, 0,99, 1,1 сек); λ — длина волны (82, 108, 125, 150, 177 см); h — высота волны — от минимальной до максимальной в пределах каждой длины (от 3 до 12,0 см); $\lambda_0 = \frac{\lambda}{h}$ — пологость волны (10—60).

При анализе результатов опытов опытная кривая депрессии, установившаяся при статическом уровне, сравнивалась с кривой депрессии, подсчитанной по применяемым в практике методам. Сравнение показало, что имеется достаточно близкое совпадение между опытной кривой депрессии и кривыми, подсчитанными по методу Е. А. Замарина [2] и СНиП II-И 4-62 [3] (см. рис. 1). Лучшее совпадение имеется с кривой, построенной по методу Е. А. Замарина.

Во всех опытах при волнении наблюдались подъем кривой депрессии над ее исходным положением, имевшимся при спокойном уровне воды в лотке, а также увеличение фильтрационного расхода от 10 до 37%. Влияние волнения на изменение положения кривой депрессии мож-

но приравнять действию дополнительного напора, который совместно со статическим напором изменяет режим фильтрации в теле дамбы.

Непосредственно по опытным данным установить величину этого дополнительного напора не представлялось возможным, так как при волнении точка пересечения кривой депрессии непосредственно с поверхностью откоса отсутствует. В зоне наката и скатывания волны в верхнем слое грунта у поверхности откоса имеют место колебания уровней грунтовых вод, которые затухают по мере углубления в теле дамбы.

Для определения этого дополнительного напора, который обусловлен действием волнения на откос, был применен графический способ. Он заключался в следующем. На основании данных по измерению положения депрессионной кривой и фильтрационного расхода при статических уровнях воды в верхнем бьефе строились графики зависимости уровней воды в пьезометрах (рис. 2, а) и фильтрационных расходов (рис. 2, б).

Для определения величины дополнительного напора на графики накладывались ординаты кривой депрессии для каждого пьезометра, полученные в опыте при воздействии волнения, и значение фильтрационного расхода. Полученные точки соединялись между собой линией, которая продолжалась до пересечения с осью абсцисс (пунктирная линия на рис. 2, а). Из графика видно, что эта линия есть вертикальная прямая. Последнее обстоятельство указывает на идентичность установившихся режимов фильтрации в дамбе при действии волнения на откос и при повышенном спокойном уровне в верхнем бьефе.

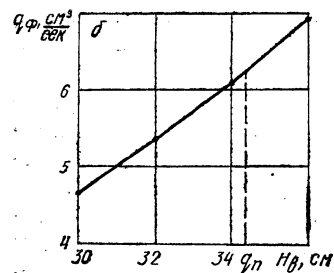


Рис. 2. График изменения элементов грунтового потока в модели при различных уровнях в верхнем бьефе: а — уровни воды в пьезометрах; б — изменение расходов (1, 2, ..., 8 — пьезометры).

По этой методике были определены для исследованных откосов величины дополнительных напоров для всех опытных волновых режимов и построены кривые депрессии (пример построения приведен на рис. 3).

Опыты показали, что величины дополнительного напора ΔH_n возрастают с увеличением высоты и пологости волны, однако связь между этими величинами неодинакова для различных длин, периодов волн и заложения откоса.

Как известно, при разрушении волны на откосе падающая струя разбитой волны разделяется на две части, одна из которых устремляется вниз по откосу, а вторая — вверх в виде потока наката. При опреде-

ленных соотношениях между параметрами волны и откоса массы воды, образовавшие поток наката, не успевают полностью скатиться к месту разрушения волны, поэтому очередная волна разбивается об образующуюся «водяную подушку». При откосе более пологом, чем 1:5, наблюдается также и волновой нагон. В результате указанных явлений часть откоса, расположенная несколько выше статического уровня, оказывается постоянно покрытой водой. Кроме того, в часть поверхности откоса, расположенную в зоне наката, периодически профильтровывается некоторое количество воды, которое не успевает полностью вытечь обратно за время скатывания волны. В результате такого взаимодействия волны с откосом и происходит подъем кривой депрессии по сравнению со статическим уровнем.

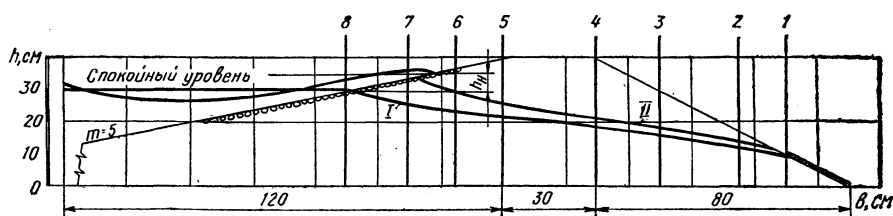


Рис. 3. Кривые депрессии в модели дамбы, полученные при статическом уровне (I) и при волнении (II) ($\lambda=125$ см; $h=10$ см; 1, 2, ..., 8 — пьезометры).

По данным опытов строились графики зависимости величины дополнительного напора ΔH_v от различных параметров волнения. Анализ графиков показал, что имеется прямая связь между дополнительным напором и высотой наката волны h_n , которая может быть выражена зависимостью

$$\Delta H_v = ah_n, \quad (1)$$

где h_n — высота наката волны на откос; a — коэффициент, величина которого изменяется от 0,7 для откоса $m=3$ до 1,0 для откоса $m=7$; здесь

$$a = 0,075m + 0,475. \quad (2)$$

Для откосов $m \geq 7 - 10a = 1,0$.

Как известно, для определения высоты наката волны имеется большое количество формул, полученных в различных условиях. При анализе были рассмотрены формулы [4, 5, 6, 7], полученные в сходных условиях. По ним определены и сопоставлены величины высоты наката волны на откос для всех исследуемых волн и откосов модели.

Сравнение результатов, полученных по опытным данным, с рассчитанными по формулам, показало, что наиболее близкая сходимость получается при вычислении h_n по формуле ВНИИГС [5] для откоса $m=3$. Для более пологих откосов опытные значения h_n не согласуются с рассчитанными по формулам. Поэтому на основе анализа результатов опытов [8] мы предлагаем использовать эмпирическую зависимость по определению h_n для водопроницаемых откосов с заложением $m=3-10$:

$$h_n = \left(\sqrt[3]{\frac{\lambda_0}{m}} \sqrt[4]{\frac{h}{H}} - 0,55 \right) h, \quad (3)$$

где h_n — высота наката волны на откос; λ, h — длина и высота волны перед откосом; λ_0 — пологость волны ($\lambda_0 = \frac{\lambda}{h}$); H — глубина воды перед откосом.

Выводы

1. Лабораторными исследованиями установлено, что при воздействии регулярного волнения на водопроницаемый откос сооружения имеют место изменения в фильтрационном режиме: поднимается кривая депрессии, увеличивается фильтрационный расход по сравнению с имеющимся при статическом уровне в верхнем бьефе.

2. Влияние волнения на режим фильтрации может быть выражено через дополнительный напор ΔH_v , величина которого для одной и той же дамбы при одинаковых грунтовых условиях зависит от высоты наката волны.

3. Для определения величины ΔH_v на моделях сооружений могут быть использованы предложенные метод и эмпирическая зависимость.

4. Для использования полученных данных в производственной практике необходимо проведение натурных исследований в условиях нерегулярного волнения.

Литература

1. Е. М. Левкевич, В. Н. Юхновец. Лабораторные исследования влияния волнения на положение кривой депрессии в напорной дамбе. «Изв. вузов СССР. Энергетика», 1971, № 6.
2. Е. А. Самарин, В. В. Фандеев. Гидротехнические сооружения. М., 1965.
3. Строительные нормы и правила. Ч. II, разд. II. М., 1963.
4. Технические условия определения волновых воздействий на морские и речные сооружения и берега (СН 92-60). М., 1960.
5. А. М. Жуковец, Н. Н. Зайцев. Воздействие волн на сооружения откосного типа. Л.—М., 1956.
6. П. А. Шанкин. Воздействие волн на гидротехнические сооружения. М., 1955.
7. Б. А. Пышкин, С. В. Русаков, В. Л. Максимчук. Проектирование защитных сооружений на водохранилищах. Киев, 1962.
8. В. Н. Юхновец. О высоте наката волны на водопроницаемый откос. «Научн. техн. инф. Мелиорация и водное хозяйство», 1971, № 4.

В. Б. Хейнман

НОМОГРАММЫ ДЛЯ РАСЧЕТА ПОГРЕШНОСТЕЙ ПАРАМЕТРОВ КРИВОЙ ОБЕСПЕЧЕННОСТИ

Для исследования колебаний речного стока в настоящее время широко применяются методы математической статистики. Фазовооднородные величины речного стока, полученные на основе непосредственных измерений, рассматриваются как случайные величины, подчиняющиеся асимметричным законам распределения.

В Советском Союзе наибольшим распространением пользуются биномиальные кривые распределения (кривые Пирсона III типа) и трехпараметрическое гамма-распределение (кривые С. Н. Крицкого и М. Ф. Менкеля).

Указанные кривые характеризуются тремя параметрами (нормой, коэффициентом вариации и коэффициентом асимметрии), которые обычно определяются методом моментов.

Ввиду того, что гидрологические ряды обычно являются короткими (число их членов редко превышает 50), особое значение имеет установление достоверности выборочных оценок параметров кривой обеспеченности. Для этого находят их стандартные ошибки. С. Н. Крицким и М. Ф. Менкелем [1, 2] были получены формулы для стандартных ошибок параметров x , C_v , C_s , найденных по методу моментов, для совокупностей, распределенных по закону кривой Пирсона III типа при условии, что $C_s = 2C_v$.

Точность выборочной оценки параметров зависит от числа членов выборки (чем больше членов ряда, тем ближе оценка параметра к его истинному значению). Точность также зависит от величины коэффициента изменчивости исследуемого явления (чем меньше C_v , тем меньше погрешность).

Члены гидрологических рядов не являются независимыми. Анализ колебаний речного стока показывает, что обычно образуются группировки многоводных и маловодных лет, т. е. наблюдается тенденция к сохранению аномалий. Это является, главным образом, следствием переходящих запасов влаги в бассейне от одного года к другому. Следовательно, между смежными годами должна существовать связь той или иной тесноты. Наиболее сильно она проявляется для озерных рек со значительной естественной зарегулированностью стока.

Вопросами выявления связи между годовым стоком смежных лет, анализом влияния этой связи на характер колебания стока, а также значением тесноты ее для водохозяйственных расчетов впервые занялся П. А. Ефимович [3]. В дальнейшем эти вопросы продолжали исследоваться С. Н. Крицким и М. Ф. Менкелем [1, 4], Д. Л. Соколовским [5], Г. Г. Сванидзе [6], А. Ш. Резниковским [7] и другими для рек СССР и Г. П. Калининым для рек Северного полушария [8]. Все эти исследования показали, что выборочные коэффициенты корреляции между стоком рек для смежных лет оказываются невысокими (за исключением озерных рек) и на основании формально-статистических критериев в боль-

шинстве являются незначимыми. Тем не менее существенно, что они в подавляющем большинстве положительны и близки друг к другу. Так, по данным Г. Г. Сванидзе [6], коэффициенты корреляции r для 72 рек СССР с рядами наблюдений в 50 лет и более колеблются от 0,04 до 0,69 при среднем $r=0,302$ и в 95% случаев от 0,10 до 0,50. Почти такое же среднее значение r (0,298) получено А. Ш. Резниковским [7] для 83 рек СССР и мира и более чем для 80% случаев $r=0,10-0,50$.

При наличии коррелятивной связи между членами ряда среднегодовых расходов выборочные оценки параметров систематически уменьшаются по сравнению с параметрами совокупности. Ввиду этого уменьшается точность формул оценки параметров.

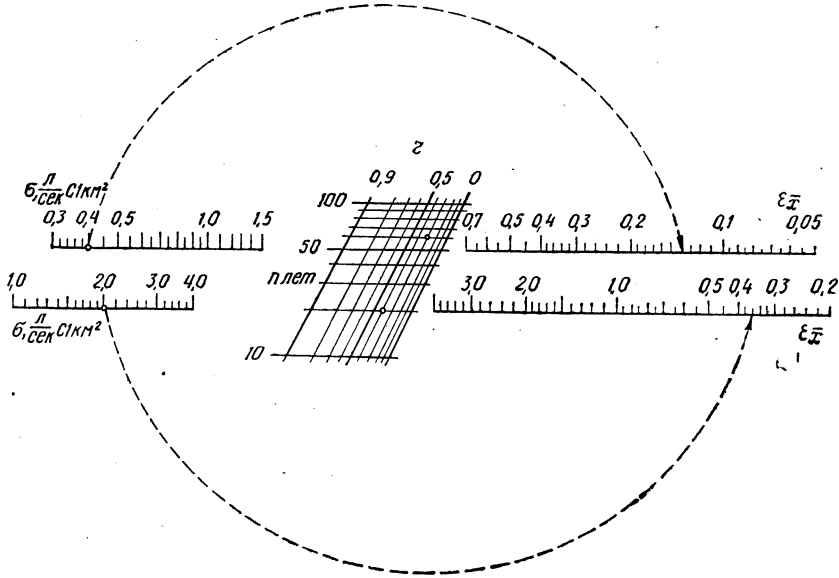


Рис. 1. Номограмма для стандартной ошибки нормы.

Для коррелятивно связанных рядов С. Н. Крицкий и М. Ф. Менкель в качестве модели приняли простую цепь Маркова [1, 4]. В соответствии с этой моделью выведены стандартные ошибки параметров.

Стандартная ошибка нормы ϵ_x вычисляется по формуле, полученной С. Н. Крицким и М. Ф. Менкелем:

$$\epsilon_x = \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \sqrt{\frac{1 + \frac{2r}{n(1-r)} \left(n - \frac{1-r^n}{1-r} \right)}{1 - \frac{2r}{n(n-1)(1-r)} \left(n - \frac{1-r^n}{1-r} \right)}}, \quad (1)$$

где σ — стандарт, выражаемый нами, л/сек с 1 км²; r — коэффициент корреляции; n — число членов ряда.

Для несвязанных рядов ($r=0$) имеем

$$\epsilon_x = \frac{\sigma}{\sqrt{n}}.$$

Для облегчения расчетов по формуле (1) нами построена номограмма из равноудаленных точек, дающая возможность одной засечкой циркуля находить значения ϵ_x по заданным значениям σ , r и n (рис. 1).

При построении номограммы использовались методы, разработанные Г. С. Хованским [9].

Чтобы построить номограмму, уравнение (1) приводим к канонической форме вида:

$$f_{12} = f_3 + f_4.$$

Для этого прологарифмируем уравнение (1). Получим

$$\frac{1}{2} \lg \frac{1 + \frac{2r}{n(1-r)} \left(n - \frac{1-r^n}{1-r} \right)}{n \left[1 - \frac{2r}{n(n-1)(1-r)} \left(n - \frac{1-r^n}{1-r} \right) \right]} = \lg \varepsilon_x - \lg \sigma.$$

Пределы изменения переменных: $0 \leq r \leq 0,9$; $10 \leq n \leq 100$ лет; $0,3 \leq \sigma \leq 4,0$ л/сек с 1 км^2 ; $0,7 \leq \varepsilon_x \leq 4$.

Для сокращения размеров номограммы весь интервал изменения σ разбиваем на две части: $0,3 \leq \sigma \leq 1,5$ и $1,0 \leq \sigma \leq 4,0$. Для каждой части строим свою шкалу засечек.

Уравнения элементов номограммы приведены в табл. 1.

• Таблица 1

Координаты	Поле центров (r, n)	Верхние шкалы		Нижние шкалы	
		шкала засечек ε_x	шкала засечек σ	шкала засечек ε_x	шкала засечек σ
x	$-50 \lg \frac{1 + \frac{2r}{n(1-r)} \left(n - \frac{1-r^n}{1-r} \right)}{n \left[1 - \frac{2r}{n(n-1)(1-r)} \left(n - \frac{1-r^n}{1-r} \right) \right]}$	$-100 \lg \varepsilon_x + 35$	$100 \lg \sigma - 35$	$100 - 100 \lg \varepsilon_x$	$100 \lg \sigma - 100$
y	$50(\lg n - 1)$	35	35	15	15

Пример 1. Дано: $n=20$ лет, $r=0,4$, $\sigma=2,0$ л/сек с 1 км^2 . Найти ε_x .

В поле (n, r) номограммы находим точку, соответствующую значениям $n=20$ лет и $r=0,4$ и помещаем в нее ножку циркуля. Радиусом, равным расстоянию от этой точки до точки нижней шкалы σ с пометкой 2,0, проводим дугу окружности до пересечения с нижней шкалой ε_x . На последней читаем ответ: $\varepsilon_x = 0,36$.

Пример 2. Дано: $n=20$ лет, $r=0,4$, $\sigma=0,4$ л/сек с 1 км^2 . Найти ε_x .

Для решения поступаем так же, как и в предыдущем примере, только значение $\sigma=0,4$ берем на верхней шкале σ и ответ читаем на верхней шкале ε_x . Ответ: $\varepsilon_x = 0,14$.

Относительная стандартная ошибка δ_x (в %) нормы вычисляется по формуле

$$\delta_x = \frac{100C_\sigma}{\sqrt{n}} \sqrt{\frac{1 + \frac{2r}{n(1-r)} \left(n - \frac{1-r^n}{1-r} \right)}{1 - \frac{2r}{n(n-1)(1-r)} \left(n - \frac{1-r^n}{1-r} \right)}}. \quad (2)$$

Для вычисления $\delta_{\bar{x}}$ может быть использована номограмма, приведенная на рис. 1. В этом случае на шкале σ берут значения C_v и на шкале $\varepsilon_{\bar{x}}$ читают значения $\delta_{\bar{x}}$. Чтобы найти значения $\delta_{\bar{x}}$ в процентах, надо результат умножить на 100.

Стандартная ошибка коэффициента вариации. Стандартная ошибка ε_{C_v} оценки C_v , вычисленной по формуле моментов, была дана впервые С. Н. Крицким и М. Ф. Менкелем [1, 4]:

$$\varepsilon_{C_v} = \frac{C_v \sqrt{1 + 3C_v^2}}{\sqrt{2(n-1)}}.$$

В работе [2] эта формула ими же была уточнена и дана в виде:

$$\varepsilon_{C_v} = \frac{C_v}{\sqrt{2n}} \sqrt{1 + C_v^2}. \quad (3)$$

Д. Л. Соколовский [5] предлагает для нахождения ε_{C_v} следующую формулу:

$$\varepsilon_{C_v} = \frac{C_v}{\sqrt{2n}} \sqrt{1 + C_v^2}.$$

В работах [7, 10] было показано, что формула (3) дает практически приемлемые результаты для рядов с небольшими значениями C_v . При больших значениях C_v расхождения между значениями ε_{C_v} , найденными по формуле (3), и фактическими, становятся существенными. Так, при $C_v = 1$ это расхождение достигает 18%.

Для того, чтобы привести в соответствие теоретическую формулу (3) с фактическими данными, Е. Г. Блохинов [10] предлагает ввести поправку, установленную им эмпирически:

$$\varepsilon_{C_v} = \frac{n}{n + 4C_v^2} \cdot \frac{C_v}{\sqrt{2n}} \sqrt{1 + C_v^2}. \quad (4)$$

Произведенные исследования [7, 10, 11] показывают хорошее соответствие значений ε_{C_v} , вычисленных по формуле (4), с фактическими.

Для связанных рядов стандартная ошибка коэффициента вариации зависит от величины коэффициента корреляции r между смежными членами ряда. В этом случае пользуются формулой, учитывающей тесноту связи [7, 10]:

$$\varepsilon_{C_v} = \frac{n}{n + 4C_v^2} \cdot \frac{C_v}{\sqrt{2n}} \sqrt{(1 + C_v^2) \left(1 + \frac{3C_v r^2}{1 + r}\right)}. \quad (5)$$

При отсутствии связи ($r=0$) формула (5) обращается в формулу (4). Для формулы (5) построена номограмма с ориентированным транспарантом в виде линейки.

Прологарифмировав уравнение (5), получаем

$$\lg \varepsilon_{C_v} = \lg \left(\frac{n}{n + 4C_v^2} \cdot \frac{C_v}{\sqrt{2n}} \right) + \frac{1}{2} \lg (1 + C_v^2) \left(1 + \frac{3C_v r^2}{1 + r} \right).$$

Составляем систему уравнений вида

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{2} \lg(1 + C_v^2) \left(1 + \frac{3C_v r^2}{1+r} \right) - \lg \varepsilon_{C_v} &= -\lg \frac{n}{n + 4C_v^2} \cdot \frac{C_v}{\sqrt{2n}}, \\ T_1 - T_4 &= T_1 - T_4, \end{aligned} \right\} (6)$$

где T_1 — произвольная функция переменной C_v ; T_4 — произвольная функция переменной ε_{C_v} .

Мы приняли

$$T_1 = 100 \lg C_v, \quad T_4 = 0.$$

Для системы уравнений вида (6) Г. С. Хованским [12, 13] разработана методика построения номограмм с ориентированным транспарантом в виде линейки.

Уравнения элементов номограммы приведены в табл. 2.

Таблица 2

Неподвижная плоскость		
Координаты	Поле (C_v, r)	Поле (C_v, n)
x	$50 \lg(1 + C_v^2) \left(1 + \frac{3C_v r^2}{1+r} \right)$	$-100 \lg \frac{n C_v}{(n + 4C_v^2) \sqrt{2n}}$
y	$100 \lg C_v$	$100 \lg C_v$
Транспарант		
Координаты	Шкала ε_{C_v}	Фиксированная точка
x	$100 \lg \varepsilon_{C_v}$	0
y	0	0

Номограмма приведена на рис. 2, где и дан ключ пользования. Направляющими линиями для ориентирования транспаранта являются линии C_v .

Пример 3. Дано: $C_v = 0,7$, $n = 20$ лет, $r = 0,3$. Найти ε_{C_v} .

Пример может быть решен двумя способами.

Первый способ. Транспарант вырезаем и накладываем на неподвижную плоскость так, чтобы его край совпадал с линией $C_v = 0,7$ на неподвижной плоскости, и стрелка транспаранта указывала на линию $n = 20$. Против линии $r = 0,3$ на транспаранте читаем ответ: $\varepsilon_{C_v} = 0,135$.

Второй способ. Весь чертеж помещаем на одной плоскости. В бинарном поле (C_v, n) берем точку, соответствующую значениям $C_v = 0,7$ и $n = 20$, и помещаем в нее ножку циркуля. Вторую ножку помещаем на линию $r = 0,3$ так, чтобы обе ножки находились на одной линии C_v ($C_v = 0,7$). Не меняя расстояния между ножками циркуля, одну из них помещаем на стрелку транспаранта. Вторая ножка пересечет шкалу ε_{C_v} в точке $\varepsilon_{C_v} = 0,135$.

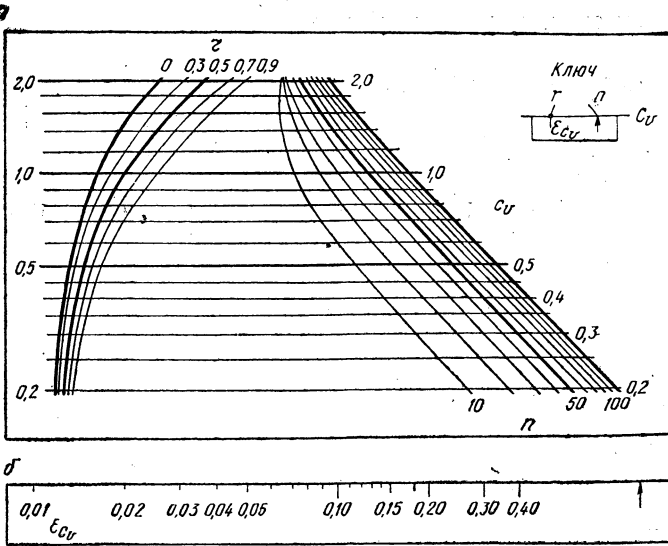


Рис. 2. Номограмма для стандартной ошибки коэффициента вариации:
а — неподвижная плоскость; б — транспарант.

Относительная стандартная ошибка δ_{C_v} (в %) может быть найдена по формуле

$$\delta_{C_v} = \frac{100n}{(n + 4C_v^2)\sqrt{2n}} \sqrt{(1 + C_v^2) \left(1 + \frac{3C_v r^2}{1 + r}\right)}. \quad (7)$$

Для этой формулы (табл. 3) построена номограмма с ориентированным транспарантом в виде линейки (рис. 3). Правила пользования номограммой такие же, как и номограммой, приведенной на рис. 2.

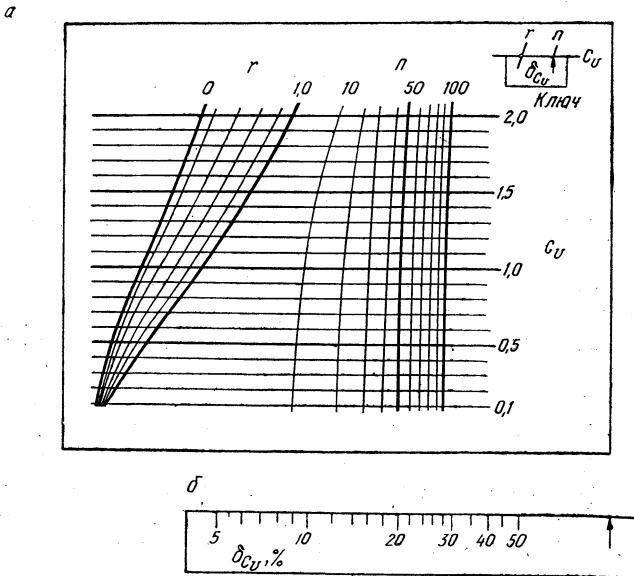


Рис. 3. Номограмма для относительной стандартной ошибки коэффициента вариации:
а — неподвижная плоскость; б — транспарант.

Т а б л и ц а 3

Неподвижная плоскость		
Координаты	Поле (C_v, r)	Поле (C_v, n)
x	$50 \lg (1 + C_v^2) \left(1 + \frac{3C_v r^2}{1+r} \right)$	$-100 \lg \frac{100n}{n + 4C_v^2}$
y	$50 C_v$	$50 C_v$
Транспарант		
Координаты	Шкала δ_{C_v}	Фиксированная точка
x	$100 \lg \delta_{C_v}$	0
y	0	0

Стандартная ошибка ϵ_{C_s} коэффициента асимметрии C_s , вычисленного методом моментов, согласно С. Н. Крицкому и М. Ф. Менкелю [1], определяется по формуле

$$\epsilon_{C_s} = \sqrt{\frac{6}{n} (1 + 6C_v^2 + 5C_v^4)} \tag{8}$$

Для этой формулы построена номограмма из выравненных точек (рис. 4). Уравнения элементов номограммы приведены в табл. 4.

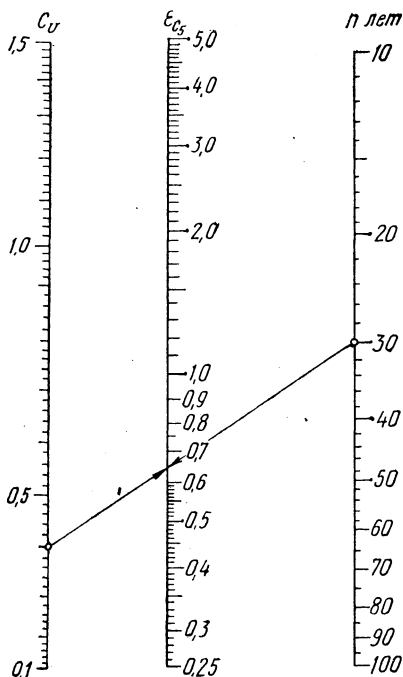


Рис. 4. Номограмма для стандартной ошибки коэффициента асимметрии.

Таблица 4

Координаты	Шкала C_v	Шкала n	Шкала ε_{C_s}
x	0	100	39
y	$130 \lg 6 (1 + 6C_v^2 + 5C_v^4) - 104$	$200 (2 - \lg n)$	$157,58 \lg \varepsilon_{C_s} + 94,55$

Пример 4. Дано $n=30$ лет, $C_v=0,4$. Найти ε_{C_s} .

Прикладываем край линейки к точке шкалы C_v с пометкой 0,4 и к точке шкалы n с пометкой 30. В точке пересечения края линейки со шкалой ε_{C_s} читаем ответ: $\varepsilon_{C_s}=0,65$.

Следует отметить, что согласно Е. Г. Блохинову [10], для значений $C_v \leq 0,5$ формула (8) дает практически приемлемый результат. При значениях $C_v > 0,5$ значения ε_{C_s} , вычисленные по формуле (8), существенно преувеличены.

Литература

1. С. Н. Крицкий, М. Ф. Менкель. О приемах исследования случайных колебаний речного стока. Тр. НИУ ГМС, сер. IV, вып. 29, 1946.
2. С. Н. Крицкий, М. Ф. Менкель. О некоторых приемах статистического анализа гидрологических рядов. Тр. ГГИ, вып. 143, 1968.
3. П. А. Ефимович. Вопросы водохозяйственных расчетов и гидрологии. М., 1936.
4. С. Н. Крицкий, М. Ф. Менкель. Гидрологические основы речной гидротехники. М., 1950.
5. Д. Л. Соколовский. Речной сток. Л., 1968.
6. Г. Г. Сванидзе. Основы регулирования речного стока методом Монте-Карло. Тбилиси, 1964.
7. Водноэнергетические расчеты методом Монте-Карло. Под ред. А. Ш. Резниковского. М., 1969.
8. Г. П. Калинин. Проблемы глобальной гидрологии. Л., 1968.
9. Г. С. Хованский. Приспособляемые номограммы из равноудаленных точек. Номографический сборник, № 4, М., 1967.
10. Е. Г. Блохинов. Об особенностях распределения выборочных оценок параметров речного стока. Тр. ГГИ, вып. 134, 1966.
11. С. Г. Костина, А. Ш. Резниковский. О влиянии степени связности гидрологических рядов на моментные оценки их параметров распределения. Сб. «Проблемы речного стока». М., 1968.
12. Г. С. Хованский. Номограммы с ориентированным транспарантом. М., 1957.
13. Г. С. Хованский. Методы номографирования. М., 1964.

М. А. Ситников

О ВЛИЯНИИ РАЗМЕРОВ НА НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ КВАДРАТНЫХ СВАЙ

Квадратные железобетонные забивные сваи в настоящее время получили широкое распространение во всех видах строительства на свайных фундаментах. Поэтому стоит задача: раскрыть их внутренние резервы. Таким внутренним резервом экономии является повышение несущей способности свай за счет рационального назначения их размеров при проектировании.

Известно, что выбор длины и поперечного сечения свай на стадии проектного задания производят с учетом основных инженерно-геологических, проектных и производственных факторов: данных изысканий, характеристик сооружения, величин нагрузок, наличия индустриальной базы по изготовлению и погружению свай. При этом на экономическую сторону вопроса почти не обращают внимания.

На стадии составления рабочих чертежей принятые размеры свай необходимо контролировать динамическими или статическими испытаниями, учитывая целый ряд случаев проектных и натуральных несоответствий [1].

Вопросам влияния формы свай на их несущую способность посвящен ряд работ [2]. Однако основные зависимости размеров квадратных забивных свай и их несущей способности, на наш взгляд, пока недостаточно раскрыты и это является основной причиной неучета данного технико-экономического фактора при проектировании.

Анализ зависимости несущей способности свай от ее длины $P = f(l)$ и размеров поперечного сечения $P = f(b)$ проведен на основе действующих СНиП с использованием табл. 1 и 2 [3].

Увеличение несущей способности свай по острию P_0 и по боковой поверхности P_6 в зависимости от длины свай (табл. 1 и 2) можно принять по линейному закону.

На рис. 1 построены графики P_0 и P_6 (без коэффициентов km) для

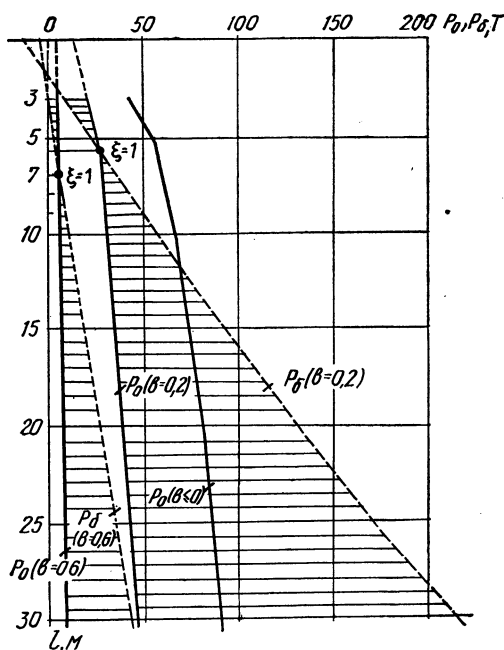


Рис. 1. График зависимости несущей способности свай по острию P_0 и по боковой поверхности P_6 от длины свай l сечением 25×25 см для глинистых грунтов оснований.

сваи сечением 25×25 см и глинистых грунтов с консистенцией $B=0,2$ и $B=0,6$.

Зависимость несущей способности сваи от длины при длине сваи более 5 м можно выразить уравнениями прямых:

$$P_0 = k_0 l + P'_0, \quad (1)$$

$$P_6 = k_6 l - P'_6, \quad (2)$$

$$P = km(P_0 + P_6) = K_6 l, \quad (3)$$

где P — несущая способность сваи; $km=0,7$ — коэффициенты однородности грунта и условий работы; k_0 — угловой коэффициент прямой P_0 ; k_6 — угловой коэффициент прямой P_6 ; P'_0, P'_6 — отрезки, отсекаемые на оси P .

Учитывая, что отрезки $P_0 \approx P'_6$, мы получили формулу, выражающую зависимость несущей способности от длины сваи.

Заметим, что угловой коэффициент K_6 значительно выше углового коэффициента k_0 .

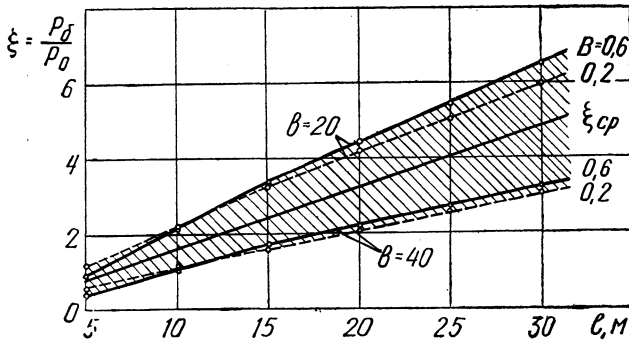


Рис. 2. График зависимости коэффициента влияния боковой поверхности ξ от длины сваи сечением 20×20 см и 40×40 см для глинистых грунтов оснований с консистенцией $B=0,2$ и $B=0,6$.

Зависимость отношения этих коэффициентов от длины сваи, от размеров сечения сваи и от консистенции B (рис. 2) можно выразить так:

$$\xi = \frac{P_6}{P_0} = f(l, b, B).$$

Как видно из рис. 2, зависимость отношения $\frac{P_6}{P_0}$ от длины сваи можно принять линейной, от стороны сваи b — пропорционально уменьшающейся и от консистенции грунтов — практически не зависящей:

$$\xi = \frac{P_6}{P_0} = \alpha l, \quad (4)$$

где α — угловой коэффициент прямых с размерностью $\frac{1}{m}$. Наибольшее значение коэффициента ξ ($\xi_{\max} = 6,5$) получено для длинной сваи со стороной сечения $l=20$ см и для сравнительно слабых грунтов. Наи-

меньшее значение $\xi (\xi_{\min} = 0,47)$ соответствует короткой свае со стороной сечения $l = 40 \text{ см}$.

Таким образом, для повышения несущей способности свай необходимо стремиться к увеличению ее периметра, а не площади сечения. Зависимость (4) показывает на эффективность более длинных свай по сравнению с короткими. Но это заключение пока преждевременно, так как оно не учитывает экономической стороны зависимости, т. е. не исходит из сравнения темпов возрастания несущей способности и соответствующего увеличения объема материала свай.

Для решения данного вопроса необходимо рассматривать зависимость удельной несущей способности p , т. е. единицы объема свай (1 м^3 материала), от длины:

$$p = \frac{P}{V} = f(l).$$

На рис. 3 показаны эти зависимости для свай со стороной сечения $b = 20 \text{ см}$ и $b = 40 \text{ см}$ и для грунтов с консистенцией $V = 0,2$ и $V = 0,6$.

Из графиков видно, что удельная несущая способность выше для свай меньших сечений и практически не зависит от длины свай, т. е. темп увеличения несущей способности в зависимости от длины равен соответствующему увеличению объема свай:

$$p = \text{const.} \tag{5}$$

Влияние размеров сечения квадратных свай на их несущую способность можно выразить общими зависимостями, возникающими, если квадрат $40 \times 40 \text{ см}$ площадью $F = 1600 \text{ см}^2$ (наибольшее сечение свай по ГОСТу 10628—63) подвергнуть раздроблению (дисперсии) на меньшие квадраты (рис. 4).

При этом суммарная площадь полученного числа свай

$$\Sigma F_n = nf,$$

где f — площадь каждой свай.

Суммарный периметр полученных свай со стороной b

$$\Sigma U = 4bn.$$

При увеличении стороны квадрата увеличение его периметра определяется по уравнению прямой

$$y = ax. \tag{6}$$

Площадь сечения квадрата возрастает по уравнению параболы

$$y^2 = 2px. \tag{7}$$

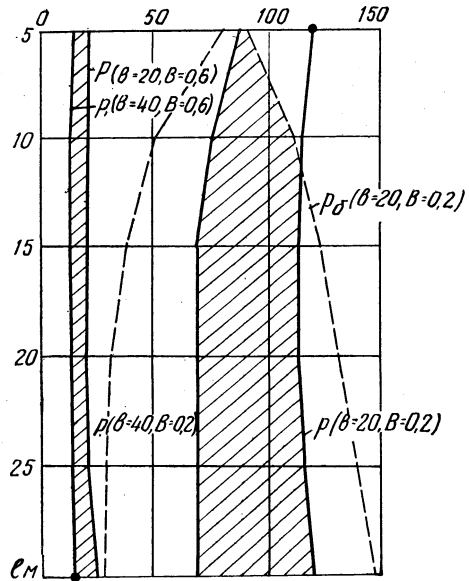


Рис. 3. График зависимости удельной несущей способности p от длины свай сечением $20 \times 20 \text{ см}$ и $40 \times 40 \text{ см}$ для глинистых грунтов оснований с консистенцией $V = 0,2$ и $V = 0,6$.

Изменение суммарного периметра при дроблении сваи сечением 40×40 см на более мелкие (n свай), т. е. $\Sigma U = f(n)$, описывается уравнением гиперболы в случае, когда оси координат являются ее асимптотами:

$$xy = \frac{a^2}{2x}. \quad (8)$$

Формулы (6) — (8) показывают основные зависимости несущей способности сваи от размеров поперечного сечения:

1) при увеличении размеров сечения сваи площадь сечения возрастает по уравнению параболы, а периметр сваи — по прямой, что невыгодно для ее несущей способности; 2) несколько свай меньших сечений по

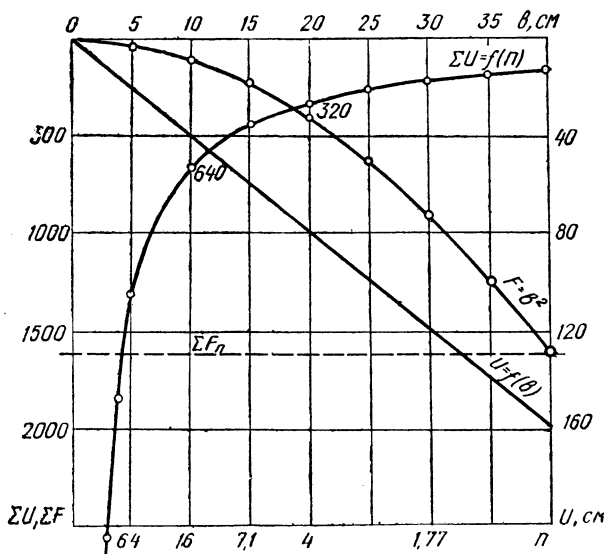


Рис. 4. График зависимости периметра U от размеров поперечного сечения сваи b , площади поперечного сечения сваи F от суммарного периметра сваи ΣU , от их числа n при уменьшении размеров сечения сваи 40×40 см.

сравнению с равновеликой по площади одной сваей дают суммарный периметр, увеличивающийся по гиперболической кривой, что приводит к резкому возрастанию несущей способности; 3) несущая способность свай с наименьшими размерами сечения наибольшая.

Как показывают исследования, дисперсия свай ограничена пределом их долговечности, надежности и производственно-технологическими факторами.

Исследованиями установлено, что в некоторых случаях малоэтажного строительства можно применять сваи меньших сечений, чем указано в ГОСТе 10628—63, но со стороны сечения не менее 10—15 см.

Зависимости удельной несущей способности для свай разных сечений и разных длин ($l = 5; 10; 15$ м) представлены на рис. 5.

Удельная несущая способность в зависимости от сечения сваи выражается плотным пучком кривых, близких к гиперболам, показывающим резкое снижение удельной несущей способности при увеличении сечения сваи. Так, удельная несущая способность сваи со стороны се-

чения $b = 10$ см в сравнении со свайей со стороной $b = 70$ см в 3—4 раза выше. При этом влияние длины сваи на несущую способность незначительно.

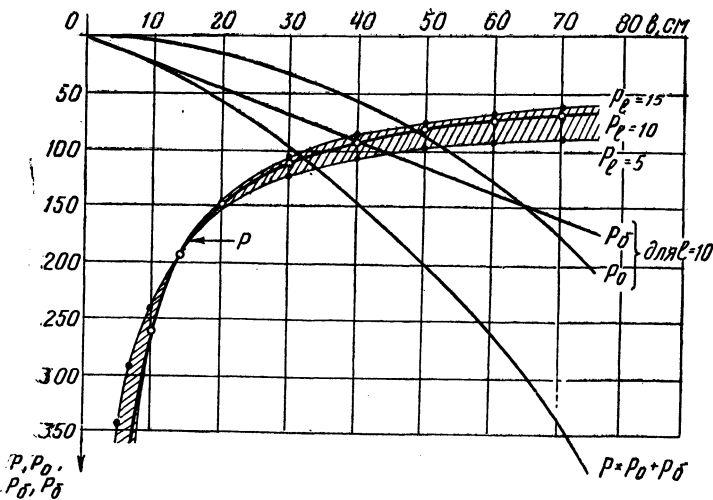


Рис. 5. График зависимости несущей способности P и удельной несущей способности p , от размеров поперечного сечения свай b при длинах 5, 10 и 15 м, для песка средней крупности в основании свай.

Выводы

1. При назначении размеров квадратных свай по ГОСТу 10628—63 и ГОСТу 12587—67 следует учитывать не только инженерно-геологические и производственные факторы, но и технико-экономические характеристики самих свай.
2. Удельная несущая способность свай практически не зависит от их длины.
3. Сваи меньших сечений по удельной несущей способности эффективнее свай больших сечений.
4. В некоторых случаях малоэтажного строительства экономически оправдано применение свай с меньшими сечениями по сравнению с предусмотренными ГОСТами.

Литература

1. М. А. Ситников. Некоторые вопросы возведения свайных фундаментов. Сб. «Основания, фундаменты и механика грунта». Вып. 5. М., 1963. 2. А. И. Прудентов. О влиянии формы железобетонных свай на их несущую способность. Сб. «Основания, фундаменты и подземные сооружения». Вып. 2. М., 1967. 3. Строительные нормы и правила. ч. II, разд. Б, гл. 5. М., 1968.

И. В. Филиппович

КОЛИЧЕСТВЕННЫЕ ЗАВИСИМОСТИ МЕЖДУ ГИДРАВЛИЧЕСКИМИ ЭЛЕМЕНТАМИ ДВИЖЕНИЯ НА ВОДОСЛИВЕ С ШИРОКИМ ПОРОГОМ

Анализ влияния условий входа, высоты порога и очертания его входного ребра на коэффициент скорости водослива с широким порогом позволяет сделать вывод об отсутствии необходимости особого учета бокового сжатия и высоты порога при определении значений (в обозначениях авторов) $k = \frac{h^*}{H_0}$ [1]. По мнению А. Р. Березинского [1], это свидетельствует о принципиальной правильности зависимостей $\varphi = f(m)$ и $k = f(m)^*$.

Боковое сжатие, как указывается в работе [2], должно учитываться непосредственно коэффициентом расхода водослива m , который в свою очередь зависит от относительной высоты порога $\eta = \frac{C_b^*}{H}$ и относительной ширины водосливного отверстия в нижнем бьефе $\beta_b = \frac{b^*}{B}$.

Говоря о необходимости более глубоких и всесторонних исследований широкого порога, А. Р. Березинский ставит задачу поиска теоретического решения, позволяющего связать гидравлические параметры водослива в единую систему [1].

Принимая в качестве основного энергетическое уравнение Д. Бернулли и решая его, автор делает попытку определения гидравлических элементов движения на водосливе с широким порогом по известным напору и коэффициенту расхода. Определяемыми элементами являются: сжатая глубина на пороге водослива, как затопленного, так и незатопленного; коэффициент скорости; глубина, при которой начинается подтопление водослива; глубина на сходе с незатопленного водослива; критическая глубина.

Рассматривается водослив с вертикальным сжатием, горизонтальным широким порогом, плоским движением.

При ограниченном многообразии продольных профилей потока на широком пороге [1, 3—8] в каждом из них, по нашему мнению, должно существовать сечение, увеличение глубины в котором благодаря повышению уровня нижнего бьефа для неизменного напора должно вызвать подтопление водослива, т. е. изменение характера истечения. Указанным сечением поток на водосливе разделяется на верхний участок (выше по течению) и нижний (до конца порога). По общепринятой терминологии такое сечение называется сжатым [3, 7, 8, 9]. До момента затопления водослива с увеличением глубины на пороге кривая свободной поверхности на верхнем участке не изменяет своей формы. На нижнем участке кривая свободной поверхности в зависимости от отношения $\frac{C}{H}$ (C — ширина порога; H — напор на водосливе) может принимать различную форму: от кривой спада при меньших отношениях до кривой

подпора и образования прыжка-волны при больших отношениях. На образование той или иной формы кривой свободной поверхности на нижнем участке оказывает также влияние форма входного ребра водослива [3, 7, 8, 9].

В момент затопления водослива кривая свободной поверхности на нижнем участке представляет собой прыжок-волну, надвигающуюся на сжатое сечение и увеличивающую его глубину.

На затопленном водосливе, как и на незатопленном, при неизменном уровне в верхнем бьефе образуется сжатое сечение, определяющее в данный момент времени максимальную пропускную способность водослива. В другой момент времени при увеличении затопления образуется сжатая глубина, характеризующая уменьшившуюся (по сравнению с прежней) пропускную способность водослива.

Таким образом, при увеличении глубины в нижнем и неизменном уровне в верхнем бьефе и заданном коэффициенте сопротивления в конечном итоге должна образоваться на пороге максимальная сжатая глубина, превышение которой дает новую форму движения потока, а именно: переход от водослива к движению в русле. Отмеченный переход от движения на водосливе к течению в русле должен характеризоваться некоторым определяющим коэффициентом расхода водослива m_0 , наличие которого явствует из решения энергетического уравнения Д. Бернулли.

Сжатое сечение для незатопленного водослива при неизменном напоре не меняет своего положения на пороге; для затопленного водослива положение сжатого сечения зависит от глубины в нижнем бьефе.

Уравнение Д. Бернулли для сечений в верхнем бьефе, где давление распределяется по закону гидростатики, и сжатом на пороге, будет

$$H_0 = h_c + \frac{q^2}{2g\varphi^2 h_c^2}, \quad (1)$$

где $H_0 = H + \frac{\alpha v_0^2}{2g}$ — полный напор на водосливе; h_c — сжатая глубина на пороге водослива; $q = mH_0\sqrt{2gH_0}$ — удельный расход на водосливе; g — ускорение свободного падения; φ — коэффициент скорости; H — геометрический напор на водосливе, равный разности отметок уровня воды в верхнем бьефе и порога водослива; α — коэффициент неравномерности распределения скоростей в сечении в верхнем бьефе; $v_0 = \frac{q}{H}$ — средняя скорость потока в том же сечении; m — коэффициент расхода водослива.

Принимается, что коэффициент расхода водослива учитывает влияние высоты порога P , напора H_0 , формы входа на порог, ширины порога C и его шероховатости, вертикального сжатия, а также подтопления водослива при превышении глубины на нижнем участке по сравнению со сжатой. Перечисленные факторы влияют на изменение коэффициента расхода. Таким образом, коэффициент расхода является как бы обобщающим параметром сложного влияния ряда факторов на пропускную способность водослива.

Уравнение (1) после несложных преобразований и замены членов приводится к кубическому:

$$y^3 + 3ky + 2d = 0, \quad (2)$$

$$\text{где } y = h_c - \frac{H_0}{3}, \quad (3)$$

$$d = \frac{m^2 H_0^3}{2\varphi^2} - \frac{H_0^3}{27}, \quad (4)$$

$$k = -\frac{H_0^2}{9}. \quad (5)$$

Чтобы решить уравнение (2), дискриминант которого

$$D = \frac{m^2 H_0^6}{4\varphi^2} \left(\frac{m^2}{\varphi^2} - \frac{1}{6,75} \right) < 0, \quad (6)$$

так как $\frac{m^2}{\varphi^2} - \frac{1}{6,75} \leq 0$ для значений $\varphi < 1$, введем коэффициент

$$\cos \psi = \frac{d}{r^3} = \frac{13,5m^2}{\varphi^2} - 1, \quad (7)$$

где $d > 0$, поскольку $\frac{m^2}{2\varphi^2} - \frac{1}{27} > 0$, и знак r должен совпадать со знаком d .

Корнями уравнения (1) будут:

$$h_1 = \frac{H_0}{3} \left(1 - \cos \frac{\psi}{3} \right), \quad (8)$$

$$h_2 = \frac{H_0}{3} \left(1 + \cos \frac{\psi}{3} + \sqrt{3} \sin \frac{\psi}{3} \right), \quad (9)$$

$$h_3 = \frac{H_0}{3} \left(1 + \cos \frac{\psi}{3} - \sqrt{3} \sin \frac{\psi}{3} \right). \quad (10)$$

Сумма корней h_1, h_2, h_3 равна полному напору на водосливе H_0 , а произведение их равно $-\frac{m^2 H_0^3}{\varphi^2}$. Анализ решения уравнения (1) показывает, что корень h_1 отрицательный, два других корня h_2 и h_3 всегда положительны.

Как видно из уравнений (7) и (8—10), значение каждого из корней зависит от напора H_0 и коэффициентов m и φ . По мере увеличения напора H_0 корни h_2 и h_3 также увеличиваются, а h_1 уменьшается.

При неизменном уровне воды перед водосливом и увеличивающимся уровнем в нижнем бьефе корни h_1 и h_2 увеличиваются, а корень h_3 уменьшается. Корень h_1 , будучи отрицательным, стремится по мере увеличения затопления к своему максимуму, приближающемуся к нулю. Корень h_2 всегда больше h_3 .

Приведенные закономерности изменения корней уравнения (1) весьма логичны с точки зрения образования различных форм движения потока на водосливе. Так, корень h_3 , определяемый по зависимости (10), представляет собой сжатую глубину на пороге незатопленного водослива, корень h_2 — сжатая глубина на пороге затопленного водослива. Момент затопления водослива, характеризуемый уменьшением пропускной способности при неизменном напоре H_0 или увеличением H_0 при сохра-

нившемся прежнем расходе, наступает тогда, когда глубина на пороге равна h_2 . В последующем, в связи с увеличением затопления, поток на водосливе движется с глубиной в сжатом сечении, равной h_2 . Корень h_3' , вычисленный для новых изменившихся условий в связи с затоплением, представляет собой глубину в сжатом сечении, с которой поток двигался бы в условиях незатопленного водослива, но с уменьшенными расходом и напором H_0' . Для затопления такого водослива потребуется другая глубина h_2' , меньшая прежней h_2 . Глубина h_3' для новых изменившихся условий незатопленного водослива будет меньше прежней h_3 .

Закономерность изменения глубин h_3 и h_2 , характеризующих различные условия протекания потока через водослив, дает основание называть их сопряженными при безпрыжковом переходе от бурного состояния потока на незатопленном водосливе к спокойному на затопленном водосливе. Соотношение между указанными глубинами и критической

$$h_3 < h_k \leq h_2 \text{ или } \frac{H \left(1 + \cos \frac{\psi}{3} - \sqrt{3} \sin \frac{\psi}{3} \right)}{3} < < \sqrt[3]{2\alpha m^2} \leq \frac{H \left(1 + \cos \frac{\psi}{3} + \sqrt{3} \sin \frac{\psi}{3} \right)}{3}. \quad (11)$$

Таким образом, определяя по заданному расходу Q сжатую глубину h_3 для незатопленного водослива, можно по вычисленной глубине h_2 знать об условиях, при которых водослив будет затоплен. Для этого достаточно сравнить глубину h_2 на пороге водослива со значением бытовой глубины в нижнем бьефе H_n , отсчитываемой от отметки порога водослива. Затопление водослива наступает всегда при условии

$$h_2 \leq H_n. \quad (12)$$

Корень h_1 уравнения (1), будучи всегда отрицательным, характеризует собой превышение суммы потенциальных энергий h_3 и h_2 над полным напором H_0 . Экспериментальная проверка сжатых глубин h_3 и h_2 , устанавливаемых соответственно на незатопленном и затопленном водосливах, показывает хорошую сходимость подсчитанных глубин по формулам (9) и (10) с экспериментальными (рис. 1). На графиках нанесены экспериментальные данные, взятые из работ [1, 3], а также автора.

В диапазоне изменения отношений $\frac{P}{H} = 1,73-0,38$ и $\frac{C}{H} = 8,45-4,30$ для округленного входа на пороге незатопленного водослива отклонения вычисленных значений h_3 от экспериментальных не превышают $\pm 3,7\%$; водослива с нескругленным входом на порог при отношениях $\frac{P}{H} = 6,9-$
 $-0,53$ и $\frac{C}{H} = 13,8-2,12$ указанные отклонения не превышают $\pm 4,7\%$.

Для затопленных водосливов отклонение вычисленной глубины h_2 от экспериментальной не превышает $6,7\%$ при скругленном входе на пороге и $\pm 8,3\%$ при нескругленном входе. Указанные отклонения относятся к незатопленным водосливам без бокового сжатия и затопленным водосливам с боковым сжатием, вызванным бычками. Форма входной и выходной граней бычков была полуциркульной и криволинейно-заострен-

ной или криволинейно-заостренной на входе и прямоугольной на выходе. Кроме того, водосливы были с тремя бычками, в которых устраивалось по два паза для затворов.

Как отмечалось, затопление водослива наступает при соблюдении условия (12). Принимая для момента затопления превышение уровня

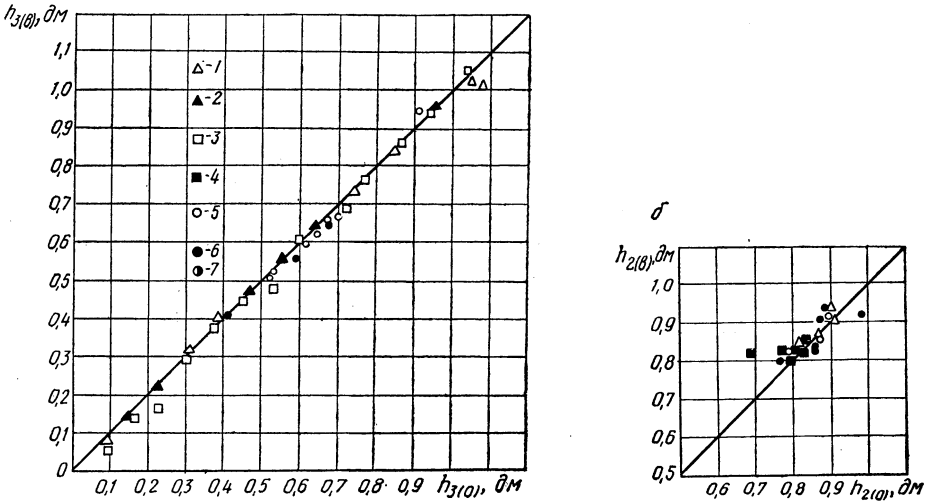


Рис. 1. График сходимости вычисленных глубин на водосливе с опытными:

a — на неподтопленном водосливе; *б* — на подтопленном; 1 — водослив с нескругленным входом без бокового сжатия, $p=1,07$ дм, $p/H=1,07$, $C/H=5$; 2 — то же, $P=1$ дм, $P/H=6,9-0,53$, $C/H=27,6-2,12$; 3 — то же, $P=2$ дм, $P/H=13,8-1,06$, $C/H=27,6-2,12$; 4 — то же, с боковым сжатием и различными очертаниями входной и выходной грани быков, $P=1,07$ дм; 5 — то же, со скругленным входом и боковым сжатием, $P=0,47$ дм, $P/H=0,67-0,37$, $C/H=8,45-4,6$; 6 — то же, без бокового сжатия, $P=1,07$ дм, $P/H=1,07$; $C/H=5$; 7 — то же, $P=1,45$ дм, $P/H=1,75-1,06$, $C/H=1,7-4,3$.

воды в нижнем бьефе относительно отметки порога водослива за глубину $h_2 = H_n$, найдем отношение

$$\begin{aligned} \frac{h_2}{H_0} &= \frac{\frac{H_0}{3} \left(1 + \cos \frac{\psi}{3} + \sqrt{3} \sin \frac{\psi}{3} \right)}{H_0} = \\ &= \frac{1 + \cos \frac{\psi}{3} + \sqrt{3} \sin \frac{\psi}{3}}{3}. \end{aligned} \quad (13)$$

Проф. А. Р. Березинский критерий затопления водослива с широким порогом характеризует двумя условиями (в обозначениях А. Р. Березинского) [1]:

- 1) $h = h_k$,
- 2) $\frac{H_n^*}{H_0} = 0,80$ или $\frac{H_n}{h_k} = 1,30$.

Проф. Р. Р. Чугаев [10] расширяет значение $\frac{H_n}{H_0} = (0,85-0,75)$, что подтвердилось исследованиями автора.

Проверка отношения (13), в котором h_2 вычислялось по зависимос-

ти (9), а H_0 бралось по экспериментальным данным, подтверждает условие (6). Отношение $\frac{h_2}{H_0}$ для водосливов с нескругленным входом на пороге имеет максимальное значение, равное 0,834 при $\frac{P}{H} = 1,8$ и $\frac{C}{H} = 8,4$, и минимальное значение, равное 0,735 со скругленным входом на пороге при $\frac{P}{H} = 0,89$ и $\frac{C}{H} = 4,16$. Важно отметить, что указанные отношения сохраняются и для широкого порога с наклонной входной гранью под углом 14° и 26° с $\frac{P}{H} = 1,53-0,457$ и $\frac{C}{H} = 3,07-1,4$. Меньшие значения $\frac{h_2}{H_0}$, как правило, получаются для водосливов со скругленным входом на пороге водослива, большие — с нескругленным входом [1].

Пропускную способность как незатопленного, так и затопленного водослива при известном φ можно определить по формуле затопленного водослива:

$$q = \varphi h \sqrt{2g(H_0 - h)}, \quad (14)$$

подставляя вместо h глубину h_2 , вычисляемую по зависимости (9), или h_3 , вычисляемую по зависимости (10).

Таким образом, более общей формулой пропускной способности водосливов будет формула (14). Важным при этом является значение коэффициента скорости φ .

Для выявления связи между напором и глубинами на водосливе, а также между коэффициентами m и φ , обратимся к зависимости (7), представленной в виде

$$\cos \psi = \frac{13,5m^2H_0^3 2g - \varphi^2H_0^3 2g}{\varphi^2H_0^3 2g}. \quad (15)$$

Обозначив $q_m^2 = m^2H_0^3 2g$ и $q_\varphi^2 = \varphi^2H_0^3 2g$, зависимость (15) переписываем так:

$$\cos \psi = \frac{13,5 q_m^2 - q_\varphi^2}{q_\varphi^2}, \quad (16)$$

где q_m, q_φ — соответственно удельные расходы с учетом вертикального сжатия и без него.

Исследуем зависимость (16). Равенство $\frac{13,5q_m^2 - q_\varphi^2}{q_\varphi^2} = -1$ возможно лишь при $q_m = 0$, т. е., если движения через водослив не будет, что нетрудно представить при выравненных бьефах.

При $\frac{13,5q_m^2 - q_\varphi^2}{q_\varphi^2} = 0$ соотношение между удельными расходами должно быть

$$\frac{q_\varphi}{q_m} = \sqrt{13,5}. \quad (17)$$

Для условий, при которых $\frac{13,5q_m^2 - q_\varphi^2}{q_\varphi^2} = 1$, отношение расходов будет

$$\frac{q_\varphi}{q_m} = \sqrt{6,75}. \quad (18)$$

При неизменных φ , m , q , H_0 , что характерно для незатопленного водослива, большее отношение расходов (17) должно характеризовать поток с минимальной глубиной на пороге. Меньшее отношение расходов (18) характеризует поток на водосливе с глубиной, близкой до недавнего представления к критической, которая для идеального водослива ($\varphi=1$) равна ей, а для реальной жидкости ($\varphi<1$) всегда меньше ее.

Покажем это, для чего возведем в квадрат равенство (17):

$$\frac{q_\varphi^2}{q_m^2} = 13,5. \quad (17')$$

Разделим числитель и знаменатель левой части равенства (17') на g , затем заменим $g_\varphi^2 = \varphi^2 H_0^3 g$:

$$\frac{q_m^2}{g} = \frac{\varphi^2 H_0^3}{6,75}$$

или по аналогии с критической глубиной

$$h_{k(3)} = H_0 \sqrt[3]{\frac{\varphi^2}{6,75}} = 0,529 H_0 \sqrt[3]{\varphi^2}. \quad (19)$$

Небезынтересно отметить, что глубины h_3 (зависимость (10)) и $h_{k(3)}$ (19) для незатопленного водослива весьма близки между собой и абсолютная разница их значений не больше погрешностей, допускаемых при вычислениях.

Произведя аналогичные преобразования с зависимостью (18), получаем

$$h_k = H_0 \sqrt[3]{\frac{\varphi^2}{3,375}} = 0,667 H_0 \sqrt[3]{\varphi^2}. \quad (20)$$

Экспериментальная проверка зависимости (20) показывает, что критическая глубина для реального водослива всегда больше таковой, вычисляемой по формуле Буссинеска, равна или весьма близка к вычисляемой по формуле Бахметева (отклонение не превышает 10%), но всегда меньше вычисленной по формуле Беланже для идеализированной схемы истечения. Глубина h_k , вычисленная по формуле (20), меньше глубины h_2 , определенной по формуле (9), истечение при которой через водослив всегда затопленное.

Из анализа глубин следует, что движение потока на водосливе с широким порогом в диапазоне от незатопленного истечения до затопленного может быть охарактеризовано условиями (17) и (18). Первое из них соответствует незатопленному водосливу с глубиной на пороге h_3 и $h_{k(3)}$, ниже которой поток пройти не может, второе — критическому состоянию потока с глубиной h_k (формула (20)). В связи с этим коэффициент (7) и (15) приобретает физический и практический смысл. Зна-

чения их при решении задач водослива с широким порогом не должны выходить за пределы от 0 до 1, причем «нуль» соответствует незатопленному водосливу с максимальным $\varphi_{\max} = m \sqrt{13,5}$ для $m \geq 0,272$, а «единица» — с минимальным $\varphi_{\min} = m \sqrt{6,75}$ (для $m \leq 0,385$) для заданных коэффициентов расхода m (рис. 2).

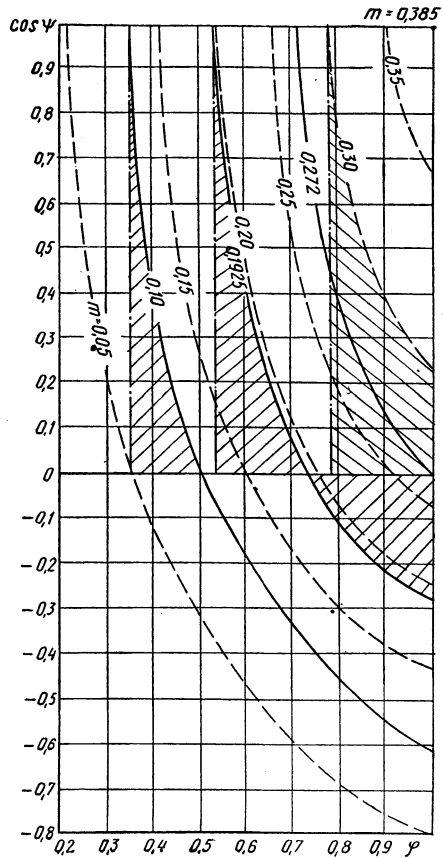


Рис. 2. Функциональная зависимость между коэффициентами расхода m , скорости γ и $\cos \psi$ для водослива с широким порогом.

Для определения φ при постоянном m проинтегрируем зависимость (7):

$$\int \left(\frac{13,5m^2}{\varphi^2} - 1 \right) d\varphi = - \frac{13,5m^2}{\varphi} - \varphi + C. \quad (21)$$

Подставляя в интеграл (21) пределы $\varphi_{\max} = 1$ и $\varphi_{\min} = m \sqrt{6,75}$ для $\frac{1}{\sqrt{6,75}} = 0,385 \geq m \geq \frac{1}{\sqrt{13,5}} = 0,272$, получим

$$\int_{\varphi_{\min}=m\sqrt{6,75}}^{\varphi_{\max}=1} \left(\frac{13,5m^2}{\varphi^2} - 1 \right) d\varphi = -13,5m^2 + 3m\sqrt{6,75} - 1. \quad (22)$$

Среднее значение φ получим, разделив (22) на разность $\Delta\varphi = 1 - m\sqrt{6,75}$, а затем приравняв полученное частое выражению (7):

$$2m\sqrt{6,75} - 1 = \frac{13,5m^2}{\varphi^2} - 1,$$

откуда

$$\varphi = \sqrt{m\sqrt{6,75}} = 1,611\sqrt{m}. \quad (23)$$

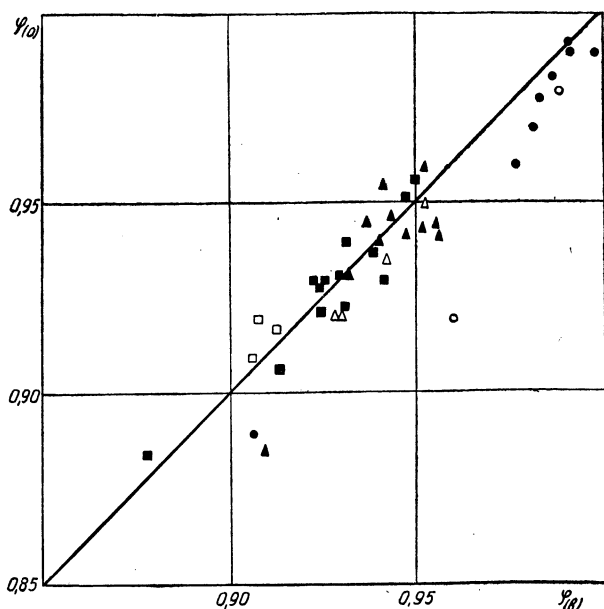


Рис. 3. График сходимости вычисленных коэффициентов скорости с опытными.

Поступая аналогично, найдем φ для $m \leq \frac{1}{\sqrt{13,5}} = 0,272$. Верхним пределом интегрирования в этом случае будет $\varphi_{\max} = m\sqrt{13,5}$, нижним — $\varphi_{\min} = m\sqrt{6,75}$; разность $\Delta\varphi = m(\sqrt{13,5} - \sqrt{6,75})$:

$$\int_{\varphi_{\min}=m\sqrt{6,75}}^{\varphi_{\max}=m\sqrt{13,5}} \left(\frac{13,5m^2}{\varphi^2} - 1 \right) d\varphi = 3m\sqrt{6,75} - 2m\sqrt{13,5}. \quad (24)$$

После деления (24) на $\Delta\varphi$, получим

$$\frac{3m\sqrt{6,75} - 2m\sqrt{13,5}}{m\sqrt{13,5} - m\sqrt{6,75}} = \frac{13,5m^2}{\varphi^2} - 1,$$

откуда

$$\varphi = m\sqrt{6,75\sqrt{2}} = m\sqrt[4]{6,75 \cdot 13,5} = 3,09 m. \quad (25)$$

Зависимость (23) определяет связь между коэффициентами скорости φ и расхода m для $0,385 \leq m \leq 0,272$, зависимость (25) — для $m \leq 0,272$. Проверка указанных зависимостей на материалах опубликованных исследований указывает на хорошую сходимость экспериментальных значений φ с вычисленными (рис. 3). Отклонение вычисленных значений φ

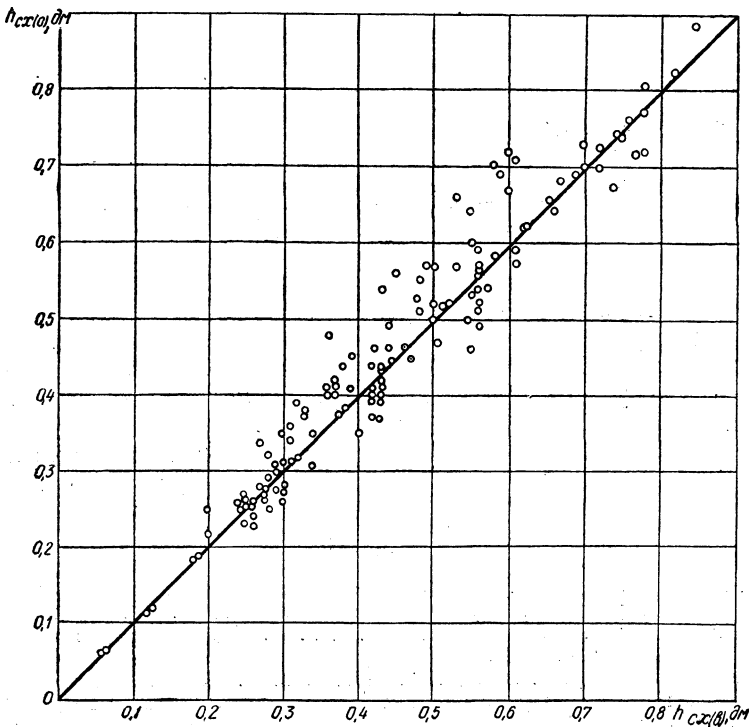


Рис. 4. График сходимости вычисленных глубин на сходе с водослива с опытными.

от экспериментальных не превышает 1,4%—5,2%.

Приравняем интегральную сумму (22) нулю (см. рис. 2), решим квадратное уравнение и определим значения m . Получим

$$m_1 = \frac{1}{\sqrt{6,75}} = 0,3849,$$

т. е. коэффициент расхода идеального водослива при $\varphi=1$ и глубине на пороге, равной критической, и

$$m_0 = \frac{1}{2\sqrt{6,75}} = 0,1925.$$

Такой же коэффициент расхода идеального водослива с $\varphi=1$, но при минимально возможной глубине на пороге, с которой прошла бы идеальная жидкость. Покажем это:

$$q_{m,1} = m_1 H_0 \sqrt{2gH_0} = \frac{1}{\sqrt{6,75}} H_0 \sqrt{2gH_0}. \tag{26}$$

Возведем равенство (26) в квадрат, после чего разделим его на g :

$$\frac{q_{m,1}^2}{g} = \frac{H_0^3}{3,375},$$

откуда по аналогии с критической глубиной

$$h_k = \frac{H_0}{\sqrt[3]{3,375}} = \frac{2}{3} H_0. \quad (27)$$

Аналогично для m_0 :

$$\frac{q_{m,0}}{g} = \frac{H_0^3}{13,5} \text{ и } h_{cx} = \frac{H_0}{\sqrt[3]{13,5}} = 0,42H_0, \quad (28)$$

т. е. идеальная жидкость с коэффициентом расхода $m_0=0,1925$ пройдет по водосливу с глубиной $0,42 H_0$, устанавливаемой на сходе (перепаде).

Весьма интересным в практическом приложении является тот факт, что минимально возможная глубина для идеального водослива с широким порогом h_{cx} устанавливается для реальной жидкости на перепаде водослива. Доказательством этого является коррелятивная связь для незатопленного водослива между экспериментальными значениями глубин на сходе h_{cx} с вычисленными по зависимости (28) (см. рис. 4).

Литература

1. А. Р. Березинский. Пропускная способность водослива с широким порогом. М., 1950.
2. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений. Гидравлические расчеты водосливов. М., 1952.
3. Г. И. Сухомел и др. Водослив с широким порогом. М., 1949.
4. В. А. Большаков. Критерий затопления водосливов. Сб. науч. тр. Томск. инж.-строит. ин-та, т. 3, 1957.
5. С. Г. Коберник. О глубине потока на водосливе с широким порогом. «Гидротехническое строительство», 1948, № 5.
6. С. Г. Коберник. О коэффициенте расхода идеального водослива с широким порогом. «Гидротехническое строительство», 1953, № 1.
7. Ф. И. Пикалов. Движение на водосливе с широким порогом. «Гидротехническое строительство», 1948, № 11.
8. М. М. Скиба. Теория движения жидкости через водослив с широким порогом. Изв. Южн. науч.-исслед. ин-та гидротехники и мелиорации, вып. 3—4, 1935.
9. В. В. Смыслов. Теория водослива с широким порогом. М., 1956.
10. Р. Р. Чугаев. Гидравлика. М., 1963.

РЕФЕРАТЫ СТАТЕЙ, ПОМЕЩЕННЫХ В СБОРНИКЕ

УДК 613.37

Применение статистических критериев для исключения резко выделяющихся членов гидрологических рядов. Н. П. Артемьева, И. М. Лившиц. «Водное хозяйство Белоруссии», 1972, вып. 2, с. 5—16.

Произведен анализ наивысших значений летне-осенних минимумов и весенних максимумов некоторых рек бассейнов Днепра, Немана и Зап. Двины. Дается характеристика статистических критериев для исключения резко выделяющихся членов гидрологических рядов. — Ил. 2. Табл. 5. Библ. 10.

УДК 551.482.4(476)

Опыт расчета водного баланса речного бассейна. Т. Н. Федорович. «Водное хозяйство Белоруссии», 1972, вып. 2, с. 17—23.

Вычислены важнейшие составляющие водного баланса (осадки, сток, испарение, запасы воды в снеге, изменение влаги в почвогрунтах и грунтовых водах р. Березины до Бобруйска по сезонам за средний многолетний период и с 1966 по 1969 г. — Табл. 3. Библ. 9.

УДК 556.08

Натурные исследования нестандартного лотка Паршалла. Н. М. Балаескул, В. Н. Заяц, А. В. Молочко. «Водное хозяйство Белоруссии», 1972, вып. 2, с. 24—30.

Приведены результаты вертушечных измерений расходов сточных вод в канале, оборудованном измерительным сооружением в виде лотка Паршалла. Показано, что нестандартные лотки Паршалла вполне пригодны для оценки количества стока. В качестве расчетной зависимости в таких случаях может быть принята формула Паршалла, связывающая расходы с глубиной на пороге. — Ил. 3. Табл. 1. Библ. 6.

УДК 532.5:627

О движении жидкости в канале. Д. А. Козлов, Е. Г. Шешуков. «Водное хозяйство Белоруссии», 1972, вып. 2, с. 31—34.

Рассматривается задача о течении высокой несжимаемой жидкости в канале с неизвестным участком дна, на котором задано распределение давления по длине. Задача решается в линеаризованной постановке, в результате решения находится профиль искомого участка дна, форма свободной поверхности жидкости и амплитуда волны, образующихся на свободной поверхности вниз по течению. — Библ. 1.

УДК 532.5:627.83

О «сжатой» глубине у водослива при затопленном подпертом прыжке. И. П. Вопнярский. «Водное хозяйство Белоруссии», 1972, вып. 2, с. 35—38.

Приводятся результаты опытов по определению глубины транзитного потока в «сжатом» сечении при затопленном гидравлическом прыжке в водобойном колодце. Вследствие невозможного прямого замера «сжатия» глубина определялась по эпюре осредненных скоростей и по уравнению Бернулли. Из анализа опытных данных следует, что незначительным увеличением глубины в «сжатом» сечении у водослива для степени затопления $\sigma = 1,05$ в практических расчетах можно пренебрегать. — Ил. 3. Библ. 5.

УДК 532.5:627.83

Исследования гидравлического режима нижнего бьефа двухъярусного водосброса. В. И. Кузменков, И. Г. Лазаревич. «Водное хозяйство Белоруссии», 1972, вып. 2, с. 39—42.

Приведены результаты исследований гидравлического режима нижнего бьефа паводкового водосброса. На основании проведенных экспериментов подобраны наиболее эффективные конструкции гасителей энергии. Рекомендуемые типы гасителей могут быть использованы при проектировании водосбросов аналогичных типов. — Ил. 5.

УДК 532.5+627.13

Влияние формы живого сечения и распределения скоростей в потоке на величину гидравлического показателя русла. И. С. Кувыкин. «Водное хозяйство Белоруссии», 1972, вып. 2, с. 43—46.

Приводятся формулы для определения гидравлического показателя русла (в показателе зависимости проф. Б. А. Бахметева) применительно к широкому прямоугольному, треугольному, трапецеидальному и параболическому профилям русел. Гидравлический показатель русла зависит от формы живого сечения и характера распределения осредненных скоростей в потоке.

Предлагаемые формулы упрощают гидравлический расчет плавно изменяющегося неравномерного движения жидкости в открытых руслах широкого прямоугольного, треугольного, трапецеидального и параболического профилей. — Библ. 8.

УДК 627.83

Исследование потока на водосливе с широким порогом. Н. В. Синицын. «Водное хозяйство Белоруссии», 1972, вып. 2, с. 47—52.

Экспериментально исследовались потоки и распределения давлений по их глубине на водосливе с широким порогом. Анализ результатов опытных данных дал картину распределения давлений по глубине потока на всей длине порога и позволил уточнить параметры, входящие в зависимости по определению пропускной способности, глубин на пороге и т. д. Подтверждено существование трех основных схем движения жидкости через водослив с широким порогом. — Ил. 5. Табл. 1. Библ. 6.

УДК 628.367

Технико-экономический расчет параметров вертикального дренажа методом аппроксимации. И. В. Минаев. «Водное хозяйство Белоруссии», 1972, вып. 2, с. 53—66.

Рассматривается метод аппроксимации от одной и двух переменных — замены исходной (целевой) функции более простой функцией на ограниченных отрезках изменения переменных. Получение аппроксимирующей функции базируется не только на исходных данных, но и на ограниченном количестве подсчетов по исходной функции. Подсчеты по аппроксимирующей функции позволяют найти оптимальные значения переменных в заданных пределах их изменения. Приводится решение задачи по определению оптимальных параметров вертикального дренажа: величины понижения уровня воды в скважине и заглубления скважины в водоносный пласт. Показано, что при полученных оптимальных значениях параметров ежегодные затраты по дренажу минимальны. — Ил. 3. Табл. 3. Библ. 22.

УДК 624.15

Распределение напоров и фильтрационных сил в анизотропном по водопроницаемости оснований в начальный момент приложения внешней нагрузки (плоская задача). Ю. А. Соболевский, В. А. Рыжков. «Водное хозяйство «Белоруссии», 1972, вып. 2, с. 67—74.

Рассмотрен вопрос построения гидродинамических сеток в анизотропных по водопроницаемости водонасыщенных грунтовых средах от действия быстро приложенной полосовой равномерно распределенной нагрузки. Для решения задачи применены методы замены анизотропной среды эквивалентной изотропной путем преобразования координат. — Ил. 3. Библ. 4.

УДК 624.131.5/6.

Расчет динамической устойчивости водонасыщенного откоса методом конформного преобразования областей. Баранов Н. Н. «Водное хозяйство Белоруссии», 1972, вып. 2, с. 75—83.

Изложен метод расчета устойчивости водонасыщенного откоса при динамических воздействиях. Откос конформно отображается в полуплоскость, которая служит его математической моделью. Для области, ограниченной полуплоскостью, представляется возможным построить потенциальное поле результирующих сил и выявить наличие неустойчивых зон. Произведя далее переход от полуплоскости к откосу, получаем искомого решение.

С помощью предлагаемого способа расчета водонасыщенного откоса представляется возможным оценивать, кроме устойчивости, эффективность различного рода дренажных мероприятий, учитывать анизотропность фильтрационных свойств грунтов и влияние геологических особенностей строения. — Ил. 4. Табл. 1. Библ. 4.

УДК 626.861

Изготовление и применение в гидромелиоративном строительстве дренажных элементов из крупнопористого бетона. Соболевский Ю. А., Ицкович С. М., Баранов Н. Н., Широкий Г. Т. «Водное хозяйство Белоруссии», 1972, вып. 2, с. 84—88.

Рассматриваются вопросы применения изделий из крупнопористого бетона в гидромелиоративном строительстве. Для приготовления однородного по структуре бетона рекомендуется использовать новую технологию, описание которой приводится. В лабораторных условиях изготовлены и испытаны образцы изделий из крупнопористого бетона (дренажные балочки и плиты, трубы). Изделия имеют однородную структуру, высокие фильтрационные и прочностные свойства, транспортабельны. Для предотвращения суффозий грунта и кольматации пор бетона рекомендуется применять защитные материалы — стеклоорожку и др. — Ил. 1. Табл. 2. Библ. 7.

УДК 626.871/875:631.6

Принципы крепления и дренажа фильтрующих поперечников осушительных каналов в целях обеспечения их устойчивости. Соболевский Ю. А., Баранов Н. Н., Моркус А. А. «Водное хозяйство Белоруссии», 1972, вып. 2, с. 89—94.

Изучение состояния и деформаций откосов и оснований осушительных каналов показало, что нарушение устойчивости их во многом предопределяется инженерно-геологическими и гидрогеологическими условиями. В основу принципов крепления и дренажа осушительных каналов положено рассмотрение действия гравитационных сил (собственного веса, взвешивания и грунтового потока). Высказываются положения, которыми предлагается руководствоваться при разработке мероприятий по обеспечению устойчивости поперечников малых водотоков. — Библ. 1.

УДК 631.6:626.86

Некоторые способы крепления и восстановления откосов мелиоративных каналов. Соболевский Ю. А., Баранов Н. Н. «Водное хозяйство Белоруссии», 1972, вып. 2, с. 95—98.

Рассматриваются способы закрепления фильтрующих откосов осушительных каналов водонепроницаемой одеждой в сочетании с дренажными упорами. Приводится описание закрепления откосов из глинистых пучинистых грунтов гибкой одеждой в сочетании с поверхностным дренированием. Предлагается способ восстановления откосов укладкой по контуру цирка обрушения у нижней бровки дрены с выводом ее в русло и засыпкой до первоначального контура поперечника. Поверхность откоса закрепляется гибкой одеждой, способной приспосабливаться к деформациям вследствие уплотнения грунта.—Ил. 3.

УДК 624.131.67:556.3.001.5(476)

Эффективность применения бесфильтровых скважин в песках на артезианских водозаборах Белоруссии. Станкевич Р. А. «Водное хозяйство Белоруссии», 1972, вып. 2, с. 99—103.

Рассматриваются данные о бесфильтровых скважинах в водоносных песках. Указываются причины их высокого дебита, способы устройства. Приводится схема гидрогеологического районирования БССР по условиям их применения. Предлагается более широкое их внедрение. — Ил. 2. Табл. 2. Библ. 11.

УДК 627.824+627.8.034

Лабораторные исследования влияния волнения в верхнем бьефе на фильтрационный режим в напорной дамбе. Левкевич Е. М., Юхновец В. Н. «Водное хозяйство Белоруссии», 1972, вып. 2, с. 104—108.

Содержится описание лабораторных исследований влияния волнения в верхнем бьефе на фильтрационный режим в теле напорной дамбы. Исследованиями установлено, что в результате взаимодействия регулярного волнения с водопроницаемым верховым откосом сооружения изменяется фильтрационный режим в теле дамбы; уровень кривой депрессии поднимается выше по сравнению с его положением при спокойном уровне в бьефе, увеличивается фильтрационный расход.

Влияние волнения приравнено действию дополнительного напора. Установлено, что величина дополнительного напора зависит от высоты наката волны на откос, для определения которого приведены графики и эмпирическая зависимость. — Ил. 3. Табл. 1. Библ. 8.

УДК 551.482.2.518.3

Номограммы для расчета погрешностей параметров кривой обеспеченности. Хейнман В. Б. «Водное хозяйство Белоруссии», 1972, вып. 2, с. 109—116.

Приведены разработанные автором номограммы для стандартных ошибок параметров кривой обеспеченности при наличии и отсутствии связи между чередующимися членами ряда.

Номограммы дают достаточную точность для гидрологических расчетов. — Ил. 4. Табл. 4. Библ. 13.

УДК 624.154

О влиянии размеров на несущую способность квадратных свай. Ситников М. А. «Водное хозяйство Белоруссии», 1972, вып. 2, с. 117—121.

Рассматриваются зависимости несущей способности квадратных забивных свай от размеров поперечного сечения и длины. Устанавливается увеличение удельной несущей способности свай при уменьшении размеров ее поперечного сечения. Доказывается, что удельная несущая способность свай практически не зависит от их длины. — Ил. 5. Библ. 3.

УДК 532.5:627

Количественные зависимости между гидравлическими элементами движения на водосливе с широким порогом. Филиппович И. В. «Водное хозяйство Белоруссии», 1972, вып. 2, с. 122—132.

Решая энергетическое уравнение Д. Бернулли, автор впервые получает три его корня и поясняет их физический смысл, а также приводит аналитические зависимости для определения гидравлических элементов движения потока на водосливе с широким порогом: коэффициента скорости, сжатой глубины на пороге неподтопленного водослива, глубины на пороге подтопленного водослива, критической глубины, глубины на сходе с порога водослива. Определяются условия подтопления водослива и перехода от движения через водослив к течению в русле, указывается на идентичность формул для расчета пропускной способности водослива (неподтопленного и подтопленного).

Перечисленные зависимости, а также условия, полученные теоретическим путем, подтверждаются экспериментальными данными других исследователей и автора. — Ил. 4. Библ. 10.