

ГИДРАВЛИКА

Г. А. СИМОНЯН

К ВОПРОСУ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАСЧЕТА БОКОВЫХ  
ВОДОСЛИВОВ

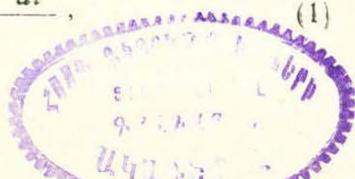
В в е д е н и е

Гидравлический расчет боковых водосливов заключается в определении их пропускной способности, формы и положения свободной поверхности в канале в пределах водослива. Этому вопросу посвящено не мало работ советских и зарубежных авторов. Однако существующие методы гидравлического расчета боковых водосливов являются приближенными, а часто и довольно трудоемкими. Некоторые из способов дают даже противоречивые результаты.

Отметим некоторые специфические особенности движения потока на участке бокового водослива. При сбросе части общего расхода через боковой водослив происходит изгиб всего потока в сторону водослива и образуется поверхность раздела между транзитным и сбрасываемыми через боковой водослив потоками. Возникновение поверхности раздела, имеющей сложную геометрическую форму и процесс деления потока обуславливают гашение некоторой части кинетической энергии внутри потока в пределах бокового водослива. Другой особенностью движения на участке бокового водослива является убывание транзитного расхода канала по пути, в то время, как расход сбрасываемый через каждый погонный метр водослива, наоборот возрастает.

Для определения формы и положения свободной поверхности в призматическом канале по длине бокового водослива пользуются уравнением одномерного плавноизменяющегося движения жидкости с переменным расходом. Это уравнение выводится либо из уравнений Мещерского для движения точки с переменной массой, либо на основании уравнения количества движения, составленного для потока с переменным расходом. Упомянутое уравнение, полученное впервые Коноваловым [2] имеет вид:

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i_0 - i_f - \frac{\alpha Q}{g\omega^2} (2 - K) \frac{dQ}{dl}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g} \frac{B}{\omega^3}}, \quad (1)$$



где  $Q$  — переменный расход канала;  
 $h$  — глубина в канале;  
 $l$  — длина канала на участке водослива;  
 $\omega$  — величина живого сечения, пропускающего расход  $Q$ ;  
 $B$  — ширина канала по верху;  
 $\alpha$  — коэффициент кинетической энергии;  
 $K$  — безразмерная величина, которую по смыслу можно именовать коэффициентом отделения или присоединения

$$K = \frac{u}{v},$$

где  $u$  — проекция скорости отделяющейся или присоединяющейся части жидкости на направление движения основного потока;  
 $v$  — средняя скорость в данном живом сечении канала;  
 $i_0$  — уклон дна канала;  
 $i_f$  — гидравлический уклон трения.

На рис. 1 представлена примерная схема движения вдоль бокового водослива, составленная на основании экспериментальных наблюдений.

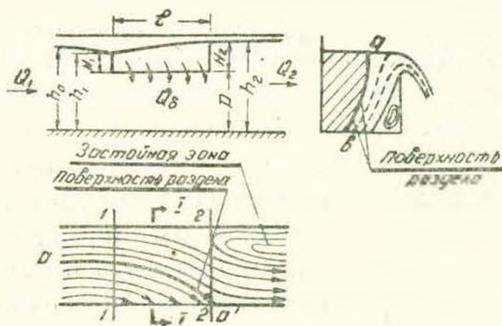


Рис. 1.

При данных геометрических размерах канала и соотношений расходов  $\frac{Q_6}{Q_1}$  ( $Q_6$  — расход бокового водослива,  $Q_1$  — общий расход в канале до водослива) поверхность раздела на рис. 1 имеет вполне определенное расположение в потоке.

Согласно указанной схеме движения поверхность раздела делит поток на две части, одна из которых сбрасывается по длине водослива, а другая составляет транзитный поток.

Уравнение (1) отличается от обычного уравнения неравномерно го движения с постоянным расходом только последним членом правой части в числителе. Оно превращается в обычное уравнение при  $Q = \text{const}$  или же  $K = 2$ . Однако  $K = 2$  для потоков с отделением расхода является условным, так как скорость отделения не может быть в два раза больше, чем средняя по сечению скорость в потоке. Для потоков с присоединением расхода, где скорость присоединения не зависит от гидравлических параметров основного потока, условие  $K = 2$  может иметь реальный смысл. Общего, в то же время точного решения уравнения (1) ввиду его сложности, вызывающей большие затруднения математического характера не имеется. Указанная сложность относится не только к внешнему виду уравнения (1). Дело в том, что для потоков с отделением трудно установить теоретическую зависимость между  $u$  и  $v$ , а следовательно и для коэффициента  $K$ .

Различные авторы (Коновалов [2], Петров [3], Ненько, Киселев [4] и др.) получили только частные решения с допущениями, обычно не имеющими обоснования. В решениях этих авторов как правило принимается  $u = 0$ , т. е. предполагается нормальность скорости отделения к оси канала, либо  $u = v$ . И то и другое допущения не были обоснованы опытом и наблюдениями, поэтому все существующие решения уравнения (1) довольно приближенны.

Отметим, что из уравнения Бернулли для движения жидкости с переменной массой\*, на базе которого получается уравнение (1), следует, что в случае отделения жидкости  $K > 1$ , что вполне соответствует закону сохранения энергии. Ввиду вышесказанного нами дано новое решение уравнения (1), причем во избежание необоснованных допущений о величине  $K$  использованы данные специально поставленных экспериментов.

### 1. Решения уравнения (1)

Для этого целесообразно видоизменить уравнение (1) и представить его в виде:

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i_0 - i_f - (2 - K) \frac{d}{dl} \frac{\alpha v^2}{2g}}{1 - (K - 1) Fr} \quad (2)$$

В уравнении (2) все величины прежние, что и в уравнении (1), только  $v$  — скорость течения,

$$Fr = \frac{\alpha Q^2}{g} \frac{B}{\omega^3} \quad \text{число Фруда.}$$

Из уравнения (2) следует, что при  $Q = \text{const}$  оно превращается в обычное уравнение неравномерного движения в призматических руслах с постоянным расходом.

Ниже приведем решение уравнения (2) в конечных разностях. Для двух близко расположенных сечений канала 1—1 и 2—2 уравнение (2) можно написать в виде:

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i_0 - i_{fcp} - (2 - K_{cp}) \frac{1}{l_2 - l_1} \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}}{1 - K_{cp} - 1) Fr_{cp}} \quad (3)$$

В уравнении (3)  $Fr_{cp}$  — среднее число Фруда между сечениями 1—1 и 2—2;

\* Уравнение Бернулли для движения жидкости с переменным расходом по пути имеет вид:

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha v^2}{2g} + h_{тр} + \int \frac{\alpha v^2}{g} (1 - K) \frac{dQ}{Q} = \text{const.}$$

где  $dQ$  в рассмотренном нами случае имеет знак „—“, поэтому для сохранения знака „+“ перед последним членом слева  $K$  должна иметь величину больше единицы.

$i_{f_{\text{ср}}}$  — средний гидравлический уклон трения на том же участке

$$i_{f_{\text{ср}}} = \frac{v_{\text{ср}}^2}{C_{\text{ср}}^2 R_{\text{ср}}};$$

$v_1$  и  $v_2$  средние скорости в тех же сечениях 1—1 и 2—2;

$l_1$  и  $l_2$  расстояния сечений 1—1 и 2—2 от общего начала;

$K_{\text{ср}}$  — средний коэффициент отделения потока на данном участке.

Для определения величины  $K$  нами в гидравлической лаборатории Московского института инженеров водного хозяйства им. В. Р. Вильямса были поставлены опыты на двух моделях боковых водосливов с острым ребром. Первая модель была установлена в зеркальном лотке прямоугольного сечения с горизонтальным дном при длине 20,0 м и ширине 0,6 м. Водосливные стенки высотой 0,145—0,245 м и длиной 1,42 м были вмонтированы в средней части боковой стенки лотка параллельно оси. Вторая модель была установлена в другом зеркальном лотке, имеющем также прямоугольное сечение и горизонтальное дно при длине 8 м, ширине 0,245 м. Длина водосливной стенки, установленной параллельно оси лотка, была 0,69 м, высота — 0,06 м.

Пропуская различные расходы и устанавливая различные соотношения  $\frac{Q_6}{Q_1}$  на этих двух моделях мы измеряли местные скорости в отдельных сечениях основного потока вдоль бокового водослива шаровой трубкой. Измерялись также глубины воды в лотке до, после и вдоль бокового водослива. В ходе измерений менялось соотношение  $\frac{b}{l}$  от 0,17 до 0,42 ( $b$  — ширина лотка,  $l$  — длина водослива). Величина расхода, подаваемого в начале водослива менялась от 10 до 100 л/сек, а соотношение сбрасываемого к подаваемому — от нуля до единицы.

Для определения  $K_{\text{ср}}$  были поставлены 21\* опытов, давших после обработки 130 опытных значений этой величины. Краткое описание проведенных опытов показывает, что изменение параметров потока происходило в большом диапазоне. В результате обработки опытного материала были получены все три компонента местных скоростей в основном потоке, а также величины и направления местных скоростей над гребнем бокового водослива в середине переливающегося слоя. На основании скоростного поля вычислялись расходы в различных сечениях лотка на участке водослива и средние по сечениям скорости.

Для определения величины коэффициента  $K_{\text{ср}}$  в расчет принимали продольные составляющие и местных скоростей над гребнем во-

\* Все опыты были проведены при спокойном состоянии основного потока, когда кривая свободной поверхности в канале вдоль бокового водослива имеет вид кривой подпора.

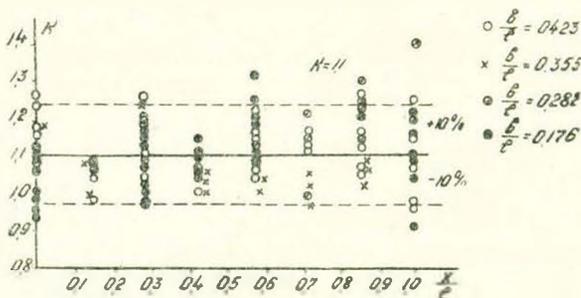


Рис. 2.

дослива. После предварительной обработки опытов был получен график (рис. 2), из которого видно, что все точки, независимо от соотношения  $\frac{b}{l}$  (а также высоты порога

водослива) лежат около прямой  $K = 1,1$  с точностью  $\pm 10\%$ . Это обстоятельство позволяет полагать, что величина коэффициента отделения для бокового водослива от масштаба модели не зависит. После обработки точек графика рис. 2.

Рис. 3.

получен обобщенный график  $K_{cp} = f\left(\frac{x}{l}\right)$  (рис. 3), где  $x$  — расстояние данного сечения от начала водослива.

Из рис. 3 следует, что величина  $K_{cp}$  по длине бокового водослива почти постоянная и может быть принята также равной  $K_{cp} = 1,1$ . Подставив значение  $K_{cp} = 1,1$  в уравнении (3), получим:

$$\frac{h_2 - h_1}{l_2 - l_1} = \frac{i_0 - i_{f_{cp}} + \frac{0,9}{l_2 - l_1} \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}}{1 - 0,1 Fr_{cp}} \quad (4)$$

Уравнение (4) и является расчетным, при этом расчеты по нему будут тем точнее, чем ближе взяты друг от друга сечения 1—1 и 2—2\*. Для практических расчетов формулу (4) можно упростить. Так, например, при спокойном состоянии потока, когда  $Fr < 1$ , то величиной  $0,1 Fr_{cp}$  по сравнению с единицей можно пренебречь без особых погрешностей для расчета. В этом случае будем иметь:

$$\frac{h_2 - h_1}{l_2 - l_1} = i_0 - i_{f_{cp}} + \frac{0,9}{l_2 - l_1} \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} \quad (5)$$

а при горизонтальном дне канала ( $i_0 = 0$ ) соответственно

$$\frac{h_2 - h_1}{l_2 - l_1} = -i_{f_{cp}} + \frac{0,9}{l_2 - l_1} \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} \quad (6)$$

\* В формуле (4) коэффициент  $\alpha = 1,0$ , что лучше всего соответствует опытным данным.

при пренебрежении члена  $i_{fcp}$

$$h_2 - h_1 = 0,9 \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} \quad (7)$$

Формулы (4) — (6) были проверены по опытным данным — наших и других авторов.

Для выяснения роли члена  $i_{fcp}$ , входящего в формулу (4) — (6) было проведено сравнение расчета с опытом, также и по формуле (7). Ниже приводятся таблицы, в которых даны результаты сравнений с опытными данными, полученных выше формул и формул других авторов:

Курганова<sup>1</sup> [6] 
$$h_2 - h_1 = \frac{Q_1^2 - Q_2^2}{2g\omega_2^2} \quad (A) \text{ и}$$

Петрова<sup>2</sup> [3] 
$$\frac{\alpha Q_1^2}{g\omega_2} - \frac{\alpha Q_2^2}{g\omega_1} + \omega_2 y_{c-2} - \omega_1 y_{c-1} - i_0 \frac{\omega_1 + \omega_2}{2} \Delta l + i_{fcp} \Delta l = 0 \quad (B)$$

Сравнения относятся к глубинам в начале и в конце бокового водослива.

Таблица 1  
Сравнения формул (4), (5) и (7) с опытными данными

Автор опытов	Количество опытов	№ формул	Средне-квadraticное отклонение, %	Максимальное отклонение, %
Наши	77	4	1,40	6,1
		5	1,46	5,5
		7	1,54	4,5
Энгельс	19	4	—	—
		5	1,57	5,5
		7	—	—

Таблица 2  
Сравнение формулы Курганова (A) с опытными данными

Автор опытов	Количество опытов	Средне-квadraticное отклонение, %	Максимальное отклонение, %
Наши . . .	32	2,93	8,8
Энгельс . .	19	2,5	7,0

Как видно из таблиц 1, 2 и 3 несмотря на то, что коэффициент  $K$  мы определили на основании данных 21 опыта, полученные нами

<sup>1</sup> Формула (A) чисто эмпирическая.

<sup>2</sup>  $y_c$  в (B) ордината центра тяжести живого сечения относительно свободной поверхности.

Таблица 3

Сравнение формулы Петрова (В) с опытными данными

Автор опытов	Число опытов	Средне-квadraticное отклонение, %	Максимальное отклонение, %	Число опытов с максимальным отклонением и его %
Энгельс	19	6,65	13,3	(13,3; 10,7; 11,3)

формулы для расчета свободной поверхности в канале вдоль бокового водослива дают вполне удовлетворительные результаты, как по всем нашим опытам, так и по опытам других авторов. Выше приведенные таблицы сравнения наглядно показывают, что пренебрежение членом  $0,1 Fr$  в формуле (4) почти не вносит какую-либо погрешность в результатах.

Как показали сравнения, полученные выше формулы могут дать удовлетворительные результаты также в том случае, когда свободная поверхность вдоль бокового водослива является кривой спада. Проведенное сравнение формулы (6) с опытными данными Сорокина\* [8] показывает, что максимальное отклонение опытов с формулой (6) составляет 6%, среднеквadraticное—4,7%.

Вышеизложенное в достаточной степени показывает, что полученные формулы дают хорошие результаты и более точны, обоснованы, чем существующие другие формулы, поэтому их можно рекомендовать для практического пользования.

## 2. Экспериментальное определение расхода бокового водослива

Определением формы и положения свободной поверхности, расчет бокового водослива не исчерпывается. Вторым элементом, подлежащим расчету, является пропускная способность водослива. В гидротехнической практике, как правило, боковые водосливы встречаются на каналах со спокойным состоянием потока в них.

В данной статье рассматриваем пропускную способность таких водосливов. Для определения расхода бокового водослива нам представляется целесообразным расчетную зависимость представить в виде:

$$Q_6 = m_6 \sqrt{2g} H_2^2 \cdot l, \quad (8)$$

где  $Q_6$  — расход бокового водослива;

$m_6$  — коэффициент расхода бокового водослива для данного типа водосливной стенки;

$H_2$  — напор над водосливом в его конце на расстоянии  $3-5 H_2$ ;

$l$  — длина сливного фронта.

\* Опыты Сорокина были проведены на боковом водосливе с острым ребром и бурным состоянием потока в канале. При этом форма свободной поверхности характеризуется кривой спада.

Необходимо отметить, что некоторые авторы [6] в зависимости (8) вместо  $m_6$  принимают  $m$  — коэффициент расхода нормального водослива, вводя при этом дополнительные поправочные коэффициенты. Но так как  $m$  — величина переменная и зависящая от напора над водосливом, то в итоге поправочные коэффициенты для бокового водослива получаются переменными. Другие же авторы, особенно зарубежные [9], принимают даже  $m_6 = m$ , что не подтверждается опытом.

Формула (8) по виду похожа на формулу обычного водослива и удовлетворяет принципу динамического подобия. За расчетный напор в этой формуле принят напор  $H_2$  над порогом в конце водослива, а  $m_6$  имеет значения с учетом напора  $H_2$  и определяется опытным путем без связи с коэффициентом расхода нормального водослива данного профиля. В отличие от указанного подхода некоторые авторы за расчетный напор в формуле (8) принимают величину  $\frac{H_1 + H_2}{2}$  (Руд-

нев, Форхгеймер), а другие [5], [7] величину  $H_0$ , т. е. напор над водосливом с учетом глубины равномерного движения в канале до бокового водослива. Существуют также методы [9], где расчетный напор берется, как среднеарифметическое значение напоров на отдельных участках водослива.

Все указанные методы выбора расчетной зависимости расхода бокового водослива в той или иной мере не обоснованы и искусственно усложняют расчет. Так, например, для определения расхода по среднему напору необходимо найти глубину в канале в начале водослива, что делать трудно, заранее не имея величину  $Q_6$ .

Если взять напор с учетом глубины до водослива, то в этом случае, может быть подпор, возникший при сбросе части общего расхода через боковой водослив может распространиться вверх по течению и охватить длину, в пределах которой меняются форма сечения канала, его размеры, а следовательно и глубина, принятой за расчетную. Расчетная зависимость в виде (8) свободна от подобных условностей и усложнений, так как в нее входит только одна глубина в конце водослива, которую легко можно определить или задаваться на основании условий в канале после бокового водослива.

Однако главное преимущество зависимости (8) заключается в том, что принятый  $H_2$  за расчетный напор величина коэффициента расхода оказывается довольно стабильной. опыты показывают, что для бокового водослива с острым ребром с точностью  $\pm 5\%$  можно принять  $m_6 = 0,373$ . На рис. 4 представлена кривая  $m_6 = f\left(\frac{H_2}{H_2 + P}\right)$ ,

полученная в результате обработки опытных данных. опыты, проведенные в большом диапазоне изменения параметров потока, показывают что величина  $m_6$  фактически постоянная во всем диапазоне встречающихся на практике значений  $\frac{H_2}{H_2 + P}$ . Только при очень ма-

леньких относительных напорах, редко встречающихся на практике, кривая поворачивается вверх.

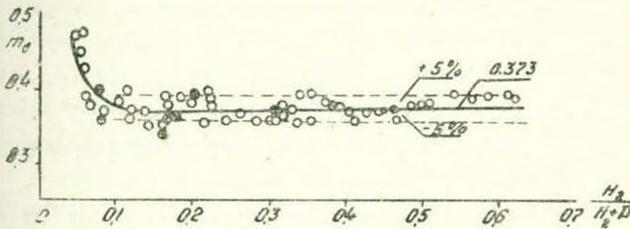


Рис. 4.

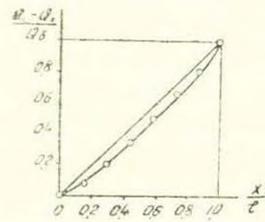


Рис. 5.

На рис. 5 приводится опытная кривая распределения расходов по длине бокового водослива, которую можно использовать при расчете нижнего бьефа боковых водосливов.

### В ы в о д ы

1. Обработка результатов специально поставленных экспериментов показала, что величина коэффициента отделения  $K$ , входящая в дифференциальное уравнение движения, является практически постоянной величиной равной 1,1. В связи с этим допущения  $K = 0$ , [3],  $K = 1,0$  [2],  $K = 0,25 \div 0,50$  [4], являются произвольными.

2. Экспериментальная проверка формул (4)–(7), полученных на основании теории движения жидкости с переменной массой показала, что они являются, при сравнительной простоте, более точными, чем имеющиеся другие для построения свободной поверхности в канале вдоль бокового водослива.

8. Коэффициент расхода бокового водослива, входящий в зависимость (8) для водосливов с острым ребром является постоянной величиной, равной  $m_0 = 0,373$ . Это обстоятельство, наряду с простотой определения глубины  $H_2$ , дает основание считать зависимость (8) наиболее целесообразной и простой.

4. Предложенный метод гидравлического расчета бокового водослива можно рекомендовать для практического пользования.

МИИВХ

Поступило 12.V 1960

Հ. Ա. ՍՈՒՐՆԱՆ

ԿՈՂԱՅԻՆ ՋՐԹԱՓՆԵՐԻ ՀԻՐԱՎԼԻԿԱԿԱՆ ՀԱՇՎԱՐՔԻ ՀԱՐՅԻ ՇՈՒՐՋՐ

Ա մ ֆ ո փ ու մ

Հողվածում դիտված են երկու հարց, որոնք ըստ էության հանդիսանում են կողային ջրթափի հիդրավլիկական հաշվարքի բաղկացուցիչ մասերը:

1. Ազատ մակերևույթի կորի հաշվարքը հստակ կողային ջրթափի սահմաններում:

2. Կողային ջրթափի թողունակության հաշվարքը:

Առաջին հարցի լուծման համար հոբվածում գիտված է հեղուկի սահուն փոփոխվող շարժման (1) գիֆերենցիալ հավասարումը փոփոխական ելքով և ալն բերված է լուծման համար ավելի հարմար (2) տեսքի: Հեղուկի անշատման գործակիցը որոշելու համար, որը մանուս է նշված (2) հավասարման մեջ, օգտագործվել են հատուկ գրված փորձեր: Այդ փորձերի մշակումից հետո պարզվել է, որ անշատման գործակիցը կողային ջրթափի համար հաստատուն մեծություն է, ալն հավասար է 1,1 և մոդելի մասշտաբից կախված չէ:

Ընդունելով հեղուկի անշատման գործակիցը հավասար 1,1 և լուծելով շարժման (2) գիֆերենցիալ հավասարումը, ստացվել են հաշվարքային բանաձևեր, որոնք ունեն ավելի պարզ տեսք և փորձնական տվյալների հետ համեմատած տալիս են ավելի լավ արդյունքներ, քան գոյություն ունեցող բանաձևերը:

Կողային ջրթափի թողունակությունը որոշելու համար օգտագործված է սովորական ջրթափի բանաձևը, որտեղ հաշվարքային ընդունված է կողային ջրթափի վերջում հաստաավող ճնշումը:

Հաշվարքի ալք մեթոդը հանդեցնում է նրան, որ նախ նշված ճնշումը համեմատաբար հեշտ է որոշել և բացի ալք ելքի գործակիցը ալք դեպքում պրակտիկորեն ստացվում է հաստատուն:

#### Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Агроскин Н. И., Дмитриев Г. Т., Пикалов Ф. И. Гидравлика, 1954.
2. Маккавеев В. М. и Коновалов И. М. Гидравлика, 1940.
3. Петров Г. А. Движение жидкости с изменением расхода вдоль пути, 1951.
4. Киселев П. Г. Справочник по гидравлическим расчетам, 1957.
5. Амбарцумян Г. А. «Кинематическая структура потока в районе бокового водослива». (Диссертация), 1949.
6. Научно-технический информационный бюллетень Ленинградского политехнического института. «Гидротехника», № 2, 1959.
7. Агасиева С. И. Боковые водосливы и траншейные сбросы, 1956.
8. Сорокин А. Н. Рациональный тип и методика гидравлического расчета ливнепускков (Диссертация), 1952.
9. Kozeny J. „Zur Bemessung von Streichwehren“ Österreichische Bauzeitung, 1954. Heft 9, № 8 und 9.