

К РАСЧЕТУ ПРОПУСКНОЙ СПОСОБНОСТИ ВОДОСЛИВА
ДВУХЪЯРУСНОГО ВОДОСБОРНОГО СООРУЖЕНИЯ

При создании водохранилищ, особенно на равнинных реках, важным является выбор эффективного паводкового водосборного сооружения, позволяющего сбрасывать в нижний бьеф необходимые расходы и одновременно не приводить к увеличению фронта наиболее дорогостоящих бетонных сооружений в составе подпорных гидроузлов, ограждающих дамб. В качестве таких сооружений для пропуска воды применяются низконапорные двухъярусные водосборные сооружения, состоящие из водослива практического профиля (в большинстве случаев с широким порогом) – верхний ярус – и донного водосбора или водоспускания нижний ярус. Увеличение пропускной способности здесь достигается не только за счет одновременной работы обоих трактов, но и изменения гидравлических условий при их совместной работе.

На водохозяйственных объектах Беларуси к запроектированным и построенным сооружениям подобного типа можно отнести [1]:

а) водосливы практического профиля с донным отверстием водохранилищ "Круча" (расчетный расход $75,6 \text{ м}^3/\text{с}$), в колхозе им.Калинина (расчетный расход $122 \text{ м}^3/\text{с}$), "Рудня" (расчетный расход $226,0 \text{ м}^3/\text{с}$), "Зельва" (расчетный расход $277,0 \text{ м}^3/\text{с}$), "Крапивинка" ($128 \text{ м}^3/\text{с}$), "Палужское" ($99,6 \text{ м}^3/\text{с}$, см.рис.1) и др.;

б) водосборы доковой конструкции с широким порогом и донным отверстием водохранилища на р.Голубина в совхозе "Прогресс" (расчетный расход $80,1 \text{ м}^3/\text{с}$) и пруда на р.Индурка в колхозе "Авангард" (расчетный расход $37,5 \text{ м}^3/\text{с}$).

в) двухъярусные водосборы сборно-моноклитной конструкции водохранилищ в колхозе "Маяк" (расчетный расход $97,0 \text{ м}^3/\text{с}$) и на р.Быстрофь (расчетный расход $146,0 \text{ м}^3/\text{с}$).

Как известно [2], гидравлическая работа таких сооружений при совместном действии поверхностного и донного ярусов обусловлена взаимодействием разделяющихся в вертикальной плоскости потоков перед сооружением и возросшим расходом в верхнем бьефе. Это, как правило, приводит к увеличению их пропускной способности, при этом особенно значительно увеличиваются расходы поверхностного яруса (из-за фактического уменьшения степени стеснения нисходящего по-

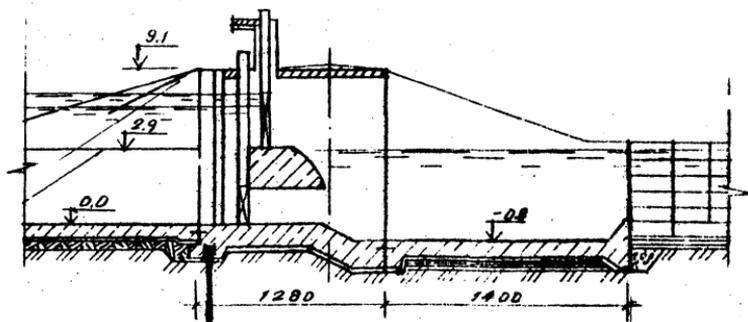


Рис. I. Паводковый двухъярусный водослив водохранилища "Полужское"

тока и возрастания скоростного напора перед сооружением при одном и том же напоре на гребне водослива наблюдается увеличение его расхода до 30–35 %). Однако до сих пор в справочно-нормативной литературе отсутствуют рекомендации по учету этих явлений при расчете пропускной способности двухъярусных водосливных сооружений.

С учетом изложенного выше, на основании анализа структуры существующих расчетных зависимостей для расхода (коэффициента расхода) обычного (одноярусного) водослива с широким порогом [3–5] и введения коррективов в определение отдельных параметров делается попытка использовать их для расчета пропускной способности водослива с широким порогом в составе двухъярусного водосливного (водопрпускного) сооружения. Значения вычисленных по данной методике расходов сопоставляются с опытными данными, полученными автором на модели аналогичного сооружения.

Как известно, расход через водослив с широким порогом рекомендуется определять по формуле:

$$Q = \sigma_c \sigma_n m b \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (I)$$

где σ_c – коэффициент бокового сжатия потока;
 σ_n – коэффициент подтопления;
 m – коэффициент расхода неподтопленного водослива в условиях плоской задачи;
 b – ширина водослива;
 H_0 – полный напор; $H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}$, где H – напор над гребнем водослива; α – коэффициент Кориолиса;

V_0 - подходная скорость; $V_0 = \frac{Q_0}{S_{\text{в.б.}}}$ (Q_0 - расход в верхнем бьефе, а $S_{\text{в.б.}}$ - площадь живого сечения перед водосливом).

Для неподтопленного водослива и при отсутствии бокового сжатия

$$Q = m v \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (1')$$

при этом значение коэффициента расхода m рекомендуется определять по зависимостям, предложенным А.Р.Березинским [5]:

при прямоугольном входном ребре

$$m = 0,32 + 0,01 \frac{3 - \rho_{\text{в.б.}}/H}{0,46 + 0,75 \rho_{\text{в.б.}}/H}, \quad (2)$$

при закругленном входном ребре

$$m = 0,36 + 0,01 \frac{3 - \rho_{\text{в.б.}}/H}{1,2 + 1,5 \rho_{\text{в.б.}}/H}. \quad (3)$$

В зависимостях (2) и (3) $\rho_{\text{в.б.}}$ - высота порога водослива со стороны верхнего бьефа.

Анализ приведенных зависимостей показывает, что влияние на пропускную способность водослива совместного действия водосборных трактов может быть учтено при определении полного напора H_0 (подходная скорость должна находиться по суммарному расходу) и коэффициента расхода m , при нахождении которого по формулам (2) и (3) вместо полной высоты порога $\rho_{\text{в.б.}}$ должна подставляться высота порога $\rho'_{\text{в.б.}}$, характеризующая его возвышение не над дном подходного канала, а над условной плоскостью раздела потоков перед сооружением на нисходящий (водосливной) и восходящий (водосборной) (см. рис.2).

Таким образом, в настоящей работе предлагается для определения пропускной способности водослива, работающего совместно с донным водосбором, использовать рекомендуемую для обычных водосливов зависимость (1) или (1'), однако входящие в нее параметры H_0 и m находить с учетом совместной работы поверхностного и донного водопропускных ярусов.

С учетом этого

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2(c)}{2g}, \quad (4)$$

где $\alpha = 1,1$, а $V_0(c)$ - подходная скорость, которая в первом приближении может быть определена по величине суммарного расхода водослива и водосбора в предположении их независимой работы:

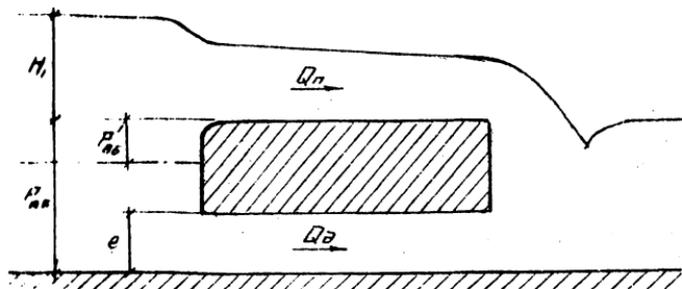


Рис. 2. Расчетная схема водослива с широким порогом и донным водосбросом

$$V_{0(c)} = \frac{Q'_n + Q'_д}{\delta(\rho_{в.б.} + H)}, \quad (5)$$

где Q'_n и $Q'_д$ - соответственно расходы поверхностного водослива и донного водосброса при их изолированной работе и одном и том же уровне в верхнем бьефе;

$\delta(\rho_{в.б.} + H) = \Omega$ - площадь живого сечения перед сооружением.

Значение коэффициента расхода m может быть найдено только после предварительного определения условной высоты порога $\rho'_{в.б.}$ (высоты порога над плоскостью раздела, рис. 2), для чего рекомендуется полученная ранее [2] и подтвержденная экспериментально зависимость вида:

$$\rho'_{в.б.} = (\rho_{в.б.} - e) \frac{Q'_n}{Q'_д + Q'_n}, \quad (6)$$

где e - высота входного отверстия донного водосброса.

Тогда коэффициент расхода водослива, работающего совместно с донным водосбросом, например при закругленном входном ребре порога, может быть определен по формуле (3).

С целью оценки предлагаемой методики учета влияния совместного действия водосливов на пропускную способность водослива были определены значения расходов Q_p для пяти напоров над гребнем ($H = 3,0-9,0$ см через 1,5 см) и выполнено их сравнение с опытными расходами водослива Q , полученными автором на модели аналогичного двухъярусного водосбросного сооружения при совместном действии трактов с помощью специальной раздельной колки со сторо-

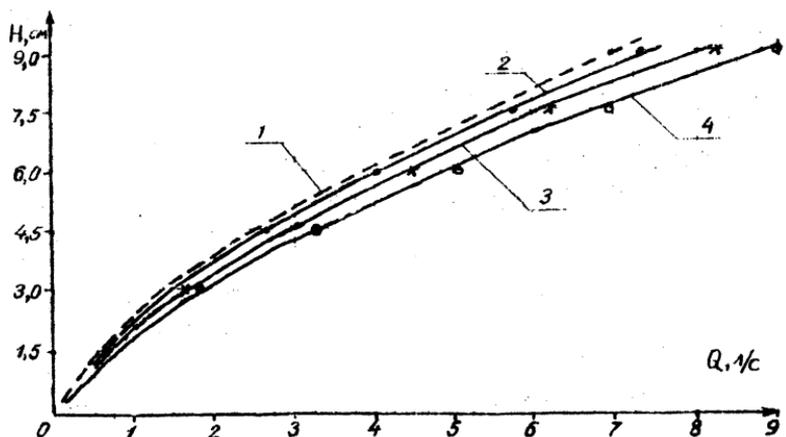


Рис.3. Графики $Q = f(H)$ водослива. 1 - при изолированной работе; 2-4 - при совместной работе при высоте донного отверстия соответственно 1, 3 и 5 см (•, × и ◦)

ны нижнего бьефа [2]. Приведенные на рис.3 расходы получены расчетным путем. На графики 2-4 нанесены опытные точки, характеризующие измеренные на модели расходы для тождественных условий.

Сопоставление опытных и расчетных данных позволяет сделать заключение, что предлагаемая методика расчета, использующая общепринятые зависимости по определению пропускной способности обычных водосливов с корректировкой отдельных параметров, может быть рекомендована для оценки их расходов при совместной работе с донным водосбросом, так как вполне удовлетворительно учитывает влияние донного тракта двухъярусного водосбросного сооружения на пропускную способность поверхностного. Вычисленные значения расходов водослива для условий совместного действия водопропускных трактов в одних случаях несколько выше, а в других - несколько ниже опытных, однако расхождение между ними, как правило, не превышает 2-3 %.

Литература

1. Каталог индивидуальных водопропускных сооружений для прудов и водохранилищ/Минводхоз БССР, Белгипроводхоз. - Минск, 1986.
2. Симицын Н.В. Совместная работа водосливов двухъярусных сооружений и гидравлика потока на входном участке /Дисс. на соиск. учен. степ. канд. техн. наук. - Минск, 1967.

3. Гидротехнические сооружения (Справочник проектировщика). Под общ. ред. В.П.Недриги. - М.: Стройиздат, 1983.
 4. Справочник по гидравлическим расчетам. Под ред. П.Г.Киселева. - М.: Энергия, 1975.
 5. Рекомендации по гидравлическому расчету водосливов. Ч. I. - 1974. Ч. 2. - Л.: ВНИИГ, 1976.
-

УДК 624.131.552.6

Ю.А.Соболевский,
Упендра Махато (БГПА)

ГИДРОДИНАМИКА СЕЛЕВЫХ ПОТОКОВ

Водокаменные и грязекаменные селевые потоки возникают в горных местностях.

Известно большое количество катастроф, связанных с подвижкой селей [1-3]. Так, например, в ночь с 17 на 18 августа 1891 г. в Тироле селевой поток с волной 18 м вырвался из ущелья Австрийских Альп и покрыл большую территорию слоем грязекаменного материала. Неоднократно сели набрасывались на один из крупнейших городов Тихоокеанского побережья США - Лос-Анджелес. Сель 1938 г. принес с гор грязекаменную массу более 11 млн.м куб. при среднем расходе 2000 м куб./с и нанес громадные убытки, погибло более 300 человек. 8 июля 1921 г. тяжелая катастрофа произошла в Алма-Ате. Потокom были унесены 182 дома вместе с жителями, погибло около 400 человек. На площадь города была вынесена масса каменного материала около 1,5 млн.т. Выше Алма-Аты на реке Малая Алмаатинка 15 июля 1973 г. в результате прорыва моренных озер в верховьях озер образовался сель, который за два часа заполнил емкость перед плотиной Медео и принес 4 млн.м куб. селевых отложений. Максимальный расход селевого потока достигал 2-3 тыс.м куб/с. Вечером 18 июля по руслу Малой Алмаатинки прошли еще две селевые волны, которые также были задержаны селезащитной земляной плоти-