

УДК 627.83

В.А. Волосухин, Е.Н. Белоконов

Академия безопасности гидротехнических сооружений, г. Новочеркасск

О ПРОПУСКНОЙ СПОСОБНОСТИ ШАХТНОГО ВОДОСБРОСА НЕБЕРДЖАЕВСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА В КРАСНОДАРСКОМ КРАЕ

Приведены результаты гидравлических исследований и поверочные расчеты пропускной способности шахтного водосброса Неберджаевского водохранилища в Краснодарском крае, который находится в эксплуатации около 60 лет. Представлено заключение о результатах исследования.

Ключевые слова: шахтный водосброс, напор, расход, слияние струй, пропускная способность, коэффициент расхода, сопротивления, коэффициент Шези.

Наводнение на Кубани 7 июля 2012 г. относится к категории масштабных. К сожалению, в зоне чрезвычайной ситуации погиб 171 человек, из них наибольшее количество в г. Крымске [1, 2]. В средствах массовой информации, особенно в первые дни после наводнения, необоснованно негативная роль в затоплении г. Крымска отводилась Неберджаевскому водохранилищу. Приведем факты, опровергающие эти домыслы.

Неберджаевское водохранилище построено на р. Неберджай (Линки) в 8,2 км от ее истока. Расположено на северном склоне Маркотхского хребта в 10 км от г. Новороссийска и служит для него источником водоснабжения [1]. Ежедневный отбор воды из водохранилища для жителей г. Новороссийска составляет до 27 тыс. м³ в сутки при общей потребности около 130 тыс. м³. Неберджаевское водохранилище введено в эксплуатацию в 1959 г., первая его реконструкция осуществлена в 1963 г. За 6 и 7 июля в районе водохранилища выпало 292 мм осадков. До этого почти более чем за 50-летний период максимум был установлен в 191 мм. В 14.00 6 июля 2012 г. уровень воды в нем находился на отметке 177,1 м, т.е. ниже отметки порога шахтного водосброса (182,0 м) на 4,9 м. Объем воды в Неберджаевском водохранилище составлял на этот период 3,58 млн м³, т.е. меньше, чем при нормальном подпорном уровне (НПУ, $W = 6,64$ млн м³) [1] на

3,06 млн м³. Сброс через шахтный водосброс Неберджаевского водохранилища начался только в 5.45 7 июля 2012 г., когда большая часть людей в г. Крымске уже погибла. Шахтный водосброс Неберджаевского водохранилища в период июльского паводка работал в штатном режиме. Отметка уровня воды в водохранилище не достигла форсированного подпорного уровня (ФПУ = 183,5 м) и максимально доходила до отметки 183,1 м ($H = 1,10$ м). К 14.00 7 июля 2012 г. уровень воды в водохранилище начал снижаться и составлял 182,9 м. За период с 5.45 до 15.00 7 июля 2012 г. через шахтный водосброс было сброшено 1,84 млн м³ – это всего 3,2 % от объема воды, пришедшего 7 июля 2012 г. в Варнавинское водохранилище ($W = 56,2$ млн м³), расположенное ниже г. Крымска. Основные причины больших человеческих жертв и значительного экономического ущерба июльского наводнения на Кубани освещены в работе [1]. Следует отметить, что по установленным Следственным комитетом РФ данным штормовое предупреждение о возможном наводнении было получено главой Крымского района еще 5 июля в 13.31, в то время как основная фаза наводнения в г. Крымске проходила 7 июля 2012 г. с 2 до 4 часов. Неберджаевское водохранилище смягчило последствия июльского паводка 2012 г., так как аккумулялировало более 3 млн м³ воды.

В практике проектирования различают наиболее применяемые в шахтных водосбросах водосливные воронки с коническим участком (рис. 1, а) и без него по принципу работы безвакуумного водослива практического профиля (рис. 1, б).

В первом случае водосливная воронка представляет собой сооружение с водосливом кругового очертания в плане с плоским гребнем и рассчитывается как водослив с широким порогом.

Гидравлический расчет шахтного водосброса заключается в определении по заданному расходу очертаний элементов сооружения, обеспечивающих нормальное функционирование системы.

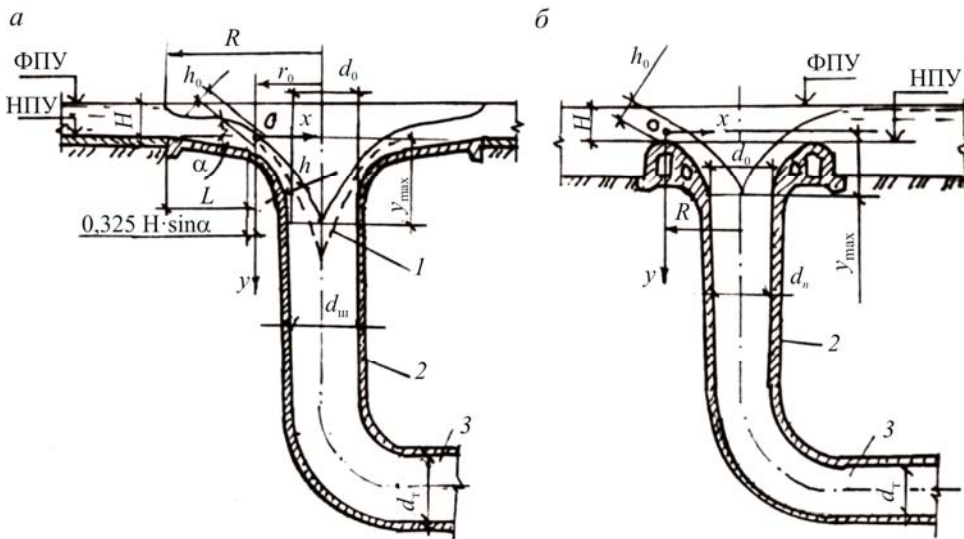


Рис. 1. Водосливные воронки шахтного водосброса [3]: *а* – с коническим участком; *б* – без него; 1 – ось струи; 2 – вертикальная шахта; 3 – отводящий туннель

Известно, что необходимо таким образом проектировать сооружение, чтобы при нормальных условиях их эксплуатации обеспечивался устойчивый режим потока (напорный или безнапорный) в пределах водопроводящей части (туннеля). Переходные, частично напорные гидравлические режимы допускаются лишь при обеспечении перехода из безнапорного режима в напорный и, наоборот, без возникновения значительных пульсационных воздействий, что должно быть обосновано специальными расчетами и данными лабораторных гидравлических исследований [3, 4].

В отводящих частях трубчатых и туннельных водосбросов, работающих в широком диапазоне изменения граничных условий (уровней бьефов и расходов), как правило, следует предусматривать безнапорный режим течения, а во входных частях – напорный. В ряде случаев приемлемым и целесообразным является обеспечение напорного режима на всей длине водопропускного туннеля. Для обеспечения устойчивого безнапорного режима работы в закрытых водосбросах необходимо предусматривать устройства для подачи воздуха в начале участка безнапорного движения. Размеры этих устройств (воздуховодов, аэрационных шахт) следует обосновать специальными расчетами.

Напорный режим целесообразен, как правило, в водосбросах, работающих со сравнительно небольшими расчетными расходами.

При истечении через круговой водослив – воронку с радиусом R , имеющий профиль, отвечающий нижней поверхности струи при отсутствии подтопления со стороны последующего водосбросного тракта (шахта – колено – туннель), возможны следующие режимы работы воронки [5]: $H/R < 0,46$ – неподтопленный водослив; $H/R < 0,46 - 1,00$ – подтопленный водослив (пропускная способность снижается); $H/R < 1,00 - 1,6$ – затопленная воронка; $H/R > 1,6$ – сильно затопленная воронка (здесь H – напор на водосливе).

При $H/R \leq 1$ и отсутствии подтопления водослива за счет последующего за воронкой напорного водосливного тракта расход воды, $\text{м}^3/\text{с}$, через шахтный водосброс при отсутствии на гребне бычков будет определяться по формуле

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

где m – коэффициент расхода; H_0 – напор воды на гребне водослива с

учетом скорости подхода, $H_0 = H + \frac{aV_0^2}{2g}$.

Одним из важных характеристик пропускной способности шахтных водосбросов является коэффициент расхода m [5–8].

Для варианта воронки, работающей как водослив с широким порогом, коэффициент расхода, по Б.А. Бахметьеву (1912 г.), имеет вид

$$m = 2 \left(\frac{\varphi^2}{1 + 2\varphi^2} \right)^{3/2}, \quad (2)$$

где φ – коэффициент скорости, при $\varphi = 1,0$ будет идеальный случай отсутствия потерь на входе, $m = 0,385$, а при $\varphi = 0,90$ коэффициент расхода $m = 0,34$.

Профессор А.А. Угинчус [5] получил формулу коэффициента расхода через прямолинейный водослив с широким порогом как функцию коэффициента сопротивления (ξ), учитывающего потери энергии при протекании воды через водослив; эта формула имеет вид

$$m = \sqrt{\frac{1}{(3 + \xi)^3}}. \quad (3)$$

При $\xi = 0$ получаем значение коэффициента расхода m как у профессора Б.А. Бахметьева, т.е. $m = 2\sqrt{\frac{1}{27}} = 0,385$. Значение коэффициента сопротивления может быть найдено с помощью таблиц и графиков, приведенных в [8, 9].

В отличие от варианта водосливной воронки с коническим участком, у которого пропускная способность невысокая ($m = 0,34 \dots 0,36$, водослив с широким порогом) (см. рис. 1, *a*), водосливная воронка без конического участка работает как водослив практического профиля (см. рис. 1, *б*). Для него коэффициент расхода $m = 0,46$ [6].

Шахтный водосброс Неберджаевского водохранилища, построенный по проекту 1954 г. в Краснодарском крае, был предназначен для пропуска расчетных паводковых расходов воды $Q_{1\%} = 140 \text{ м}^3/\text{с}$ и $Q_{0,1\%} = 209 \text{ м}^3/\text{с}$ с криволинейным очертанием гребня воронки ($R_1 = 5,0 \text{ м}$) ближе к схеме 1, (см. рис. 1, *a*) при его отметке НПУ = $182,00 \text{ м}$ и форсированном уровне воды ФПУ = $184,39 \text{ м}$. В построенном варианте отсутствует (явно) плоский участок гребня.

При анализе пропускной способности шахтного водосброса окончательно за основу была принята водосливная воронка с коническим участком с уклоном $\alpha = 8^\circ$ (см. рис. 1, *a*; рис. 2) [10] с радиусом по гребню $R = 8,0 \text{ м}$, диаметром вертикальной шахты $d_{\text{ш}} = 4,3 \text{ м}$, отводящим туннелем с диаметром $d_{\text{т}} = 4,3 \text{ м}$ и длиной $165,55 \text{ м}$ (см. рис. 2). Общий вид водосброса представлен на рис. 3.

Шахтный водосброс не предназначен для опорожнения водохранилища ниже отметки НПУ.

Для опорожнения водохранилища был построен донный водовыпуск башенного типа, рассчитанный на пропуск расхода до $56 \text{ м}^3/\text{с}$.

Конструкция шахтного водосброса запроектирована институтом «Гипрокоммунводоканал» в 1953–1954 гг., а его конструктивные элементы были исследованы в лаборатории кафедры гидротехнических сооружений МИСИ им. В.В. Куйбышева с учетом возможности возве-

дения сооружений гидроузла в две очереди. При этом были изучены и определены основные габаритные размеры и формы конструктивных противоводоворотных элементов водосброса, условия влияния вращательного движения воды в верхнем бьефе на пропускную способность всего сооружения, а также условия сопряжения потоков в нижнем бьефе водосброса.

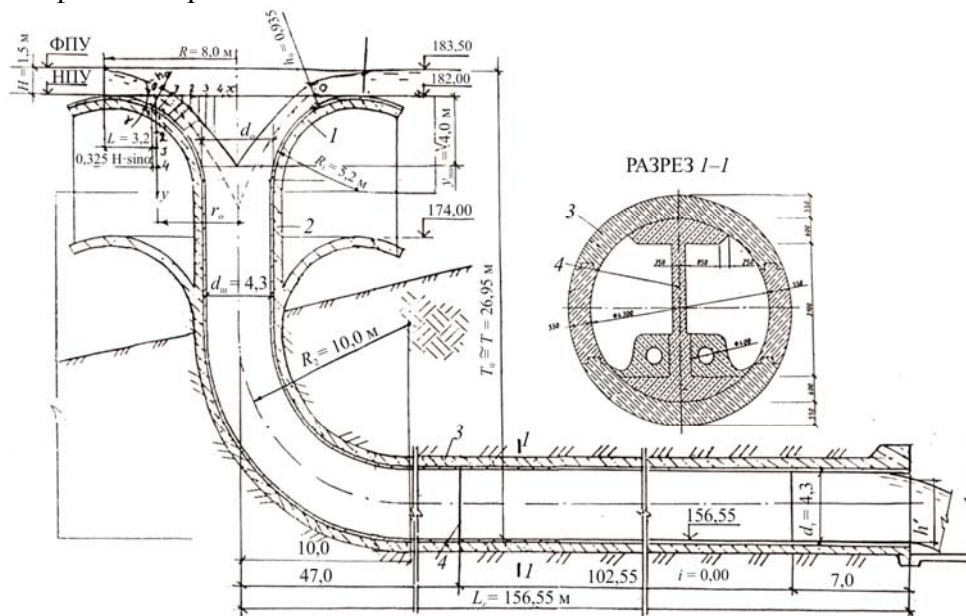


Рис. 2. Шахтный водосброс Неберджаевского водохранилища:
 1 – водоприемная воронка; 2 – вертикальная шахта;
 3 – водопроводящая часть; 4 – стенка



Рис. 3. Общий вид верхней части шахтного водосброса
 Неберджаевского водохранилища

Некоторые усложненные конструкции сооружения не были реализованы строителями, что не повлияло на эффективность работы водосбросного сооружения. Строителями не возведены противоводоворотная стенка, рассекатель и гасители энергии потока в нижнем бьефе, увеличен диаметр водоотводящего туннеля с 4,0 до 4,3 м.

Пропускная способность водосброса исследовалась в 1994 г. в той же лаборатории МГСУ для построенных габаритов сечения туннеля, стесненного внутренней разделительной стенкой и водоводом насосной станции [4]. В результате реконструкции в 1978 г. расчетные расходы 1 % и 0,1 % дважды уточнялись расчетами институтом «Кубаньводпроект»: в 1994 г. – расходами 116 м³/с и в 1996 г. – расходами 119 и 188 м³/с.

За весь эксплуатационный период подъем уровня в верхнем бьефе водохранилища не превышал отметки 182,82 м, что соответствует расходу $Q = 52 \text{ м}^3/\text{с}$ при напоре $H = 0,82 \text{ м}$.

На основе результатов лабораторных гидравлических исследований определен новое значение ФПУ на отметке 183,50 м с учетом снижения пропускной способности паводкового шахтного водосброса и уменьшения объема призмы регулирования для безопасного пропуска паводковых вод обеспеченностью 0,1 %.

При выполнении поверочного расчета за основу приняты основные положения, приведенные в [3, 7].

Расчет начинают с установления координат точек x и y участка водосливной воронки по уравнению

$$y = \frac{g}{2} \left(\frac{x}{V_0 \cdot \cos \alpha} \right)^2 + x \cdot \operatorname{tg} \alpha, \quad (4)$$

где V_0 – средняя скорость в конце конической части, м/с.

Начало координат назначают в центре тяжести струи в конце конической части в точке O (см. рис. 1, a). Значения x изменяются от 0 до r_0 (здесь r_0 – радиус в конце конической части).

$$r_0 = R - L - 0,325H \cdot \sin \alpha, \quad (5)$$

где R – радиус водосливной головки, м; L – длина конической части, м; H – напор на гребне воронки, м.

Средняя скорость в конце конической части [3]

$$V_0 = \frac{Q}{2\pi \cdot r_0 \cdot h_0}, \quad (6)$$

где Q – расчетный расход, м³/с; h_0 – глубина воды в конце конической части, м, $h_0 = 0,65H$.

Во избежание самозатопления воронки $r_0 > 2,2h_0$ [7].

Длина конической части

$$L = (0,4 - 0,5)R. \quad (7)$$

Примерная средняя скорость для точек по оси струи до места слияния струй может быть определена по зависимости [4, формула (2.58)]

$$V \approx \varphi \sqrt{2gy + V_0^2}, \quad (8)$$

где y – переменная ординаты, м; φ – коэффициент скорости, $\varphi = 0,97$.

Толщина струи на криволинейном участке [3, формула (2.59)] составит

$$h = \frac{Q}{2\pi(r_0 - x) \cdot V}. \quad (9)$$

При принятых условиях ($H = 1,5$ м, $R = 8,0$ м) расчетный расход

$$Q \approx m \cdot 2\pi R \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} = 0,36 \cdot 2 \cdot 3,14 \cdot 8 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 1,5^{3/2} = 147,2 \text{ м}^3/\text{с},$$

где m – коэффициент расхода, по [9, рис. 10.29]

$$m = f\left(\frac{H}{R}; \frac{P}{H}\right) \cong 0,36.$$

Глубина воды в конце конической части

$$h_0 = 0,65 \cdot 1,5 = 0,975 \text{ м}.$$

Длина конической части

$$L = 0,4 \cdot 8 = 3,2 \text{ м}.$$

Радиус r_0 (см. рис. 2) по формуле (5) составит:

$$r_0 = 8 - 3,2 - 0,325 \cdot 1,5 \cdot \sin 8^\circ = 4,73 \text{ м}.$$

Поскольку $r_0 = 4,73 \text{ м} > 2,2 \cdot h_0 = 2,2 \cdot 0,975 = 2,15 \text{ м}$, самозатопления воронки не будет.

Скорость в конце условной конической части V_0 по формуле (6) составит

$$V_0 = \frac{Q}{2\pi \cdot r_0 \cdot h_0} = \frac{147,2}{2 \cdot 3,14 \cdot 4,73 \cdot 0,975} = 5,08 \text{ м/с}.$$

Все расчеты по определению координат точек по оси струи (x и y), средней скорости в точках (V) и толщины струи (h) сводим в таблицу.

Параметры струи водосливной воронки при $R = 8 \text{ м}$ и $H = 1,5 \text{ м}$

Параметры	Значения								
	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
x , м	0,0	0,125	0,358	0,699	1,148	1,701	2,369	3,147	4,030
y , м, по формуле (4)	0,0	0,125	0,358	0,699	1,148	1,701	2,369	3,147	4,030
V , м/с, по формуле (8)	4,93	5,16	5,56	6,10	6,74	7,46	8,25	9,08	9,93
h , м, по формуле (9)	1,01	1,07	1,13	1,19	1,27	1,41	1,64	2,10	3,23

В результате графического построения получают точку сход струй, для которой ордината $y_{\max} \approx 4,0 \text{ м}$.

Скорость струи при y_{\max} по [3]

$$V_y = \varphi \sqrt{2gy_{\max}} = 0,97 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 4,0} = 8,6 \text{ м/с}.$$

Диаметр воронки при y_{\max} по [4]

$$d_0 = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V_y}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 147,2}{3,14 \cdot 8,6}} = 4,67 \text{ м}.$$

Фактический диаметр водоприемной воронки по чертежу (см. рис. 2), при $y_{\max} = 4,0 \text{ м}$, $d_0 = 4,40 \text{ м}$. Воронка плавно переходит в вертикальную шахту диаметром $d_{\text{ш}} = 4,3 \text{ м}$.

Сопряжение шахты с отводящей частью (туннелем) выполнено при помощи криволинейной вставки (колена) радиусом по оси $R_2 = 10,0 \text{ м}$ ($R_2 \approx (2-5)d_T$).

Диаметр туннеля в проекте принят равным диаметру шахты, т.е. $d_T = d_{\text{ш}} = 4,3 \text{ м}$. Длина туннеля от оси шахты до выходного сечения (до водобойной части) L_T равна 156,55 м. На расстоянии 27 м от оси

шахты запроектирована вертикальная стенка, которая оказывает существенное сопротивление выходному потоку (см. рис. 2).

Площадь поперечного сечения туннеля до вертикальной стенки $\omega_T = \frac{\pi d_T^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 4,3^2}{4} = 14,5 \text{ м}^2$. Площадь стенки с дополнительным усилением $\omega_c \approx 9,3 \text{ м}^2$. В этом случае площадь живого сечения $\omega_1 = 14,5 - 9,3 = 5,2 \text{ м}^2$.

В шахте ниже слияния струй u_{\max} свободное падение воды переходит в напорное движение, т.е. шахта работает полным сечением.

Сечение, в котором напорное движение переходит в безнапорное, может находиться в конце шахты, перед или за коленом. В пределах шахты возможны переходные режимы. Нижняя часть шахты перед коленом, рассчитанная на напорное движение, при расходах меньше расчетного становится работающей в безнапорном режиме со свободным падением воды. На стенках ее может возникать вакуум и происходить разрыв сплошности потока [9].

Если водопроводящая часть (туннель) при расчетном расходе работает в напорном режиме, то при меньших расходах движение в ней может перейти в безнапорное или полунапорное. При этом недопустимо образование в этой части гидравлического прыжка.

В случае напорного туннеля для расчета водосброса следует знать уровень свободной поверхности воды в выходном сечении.

Ниже приводится расчет пропускной способности шахтного водосброса в предположении работы его в напорном режиме по формуле [2, 6, 7]

$$Q = \mu \cdot \omega \sqrt{2gH_d}, \quad (10)$$

где μ – коэффициент расхода, определяемый по сумме сопротивлений от входа в воронку до выходного сечения; ω – площадь выходного сечения напорного водосбросного тракта (площадь выходного сечения); H_d – действующий напор.

Коэффициент расхода

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta_c}}, \quad (11)$$

где ζ_c – коэффициент гидравлических потерь по длине водосбросного тракта (шахта плюс туннель) и местных сопротивлений [6, 7].

$$\zeta_c = \sum \zeta_{Ti} + \sum \zeta_{mi}, \quad (12)$$

где ζ_{Ti} – коэффициент потерь на трение по длине i -го участка водосброса; ζ_{mi} – коэффициент местных гидравлических потерь.

Коэффициент гидравлических потерь на трение по длине по [6, формула (8)]

$$\zeta_T = \lambda_{R_i} = \frac{2g}{C_i^2} \cdot \frac{L_i}{R_i}, \quad (13)$$

где C – коэффициент Шези; L – длина водопроводящей части; R – гидравлический радиус i -го участка водосброса.

При отсутствии в туннеле конструктивного решения в виде стенки (см. рис. 2) гидравлический радиус

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{\omega}{2\pi R} = \frac{14,5}{2 \cdot 3,14 \cdot 2,15} = 1,07 \text{ м}, \quad (14)$$

где χ – смоченный периметр.

А при наличии стенки

$$R_1 = \frac{\omega_1}{\chi_1} \approx \frac{5,2}{16,6} = 0,313 \text{ м}. \quad (15)$$

Соответственно,

$$C = \frac{1}{n} R^y = \frac{1}{0,017} 1,07^{0,17} = 59,5, \quad (16)$$

где $y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,7\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0,10) = 2,5\sqrt{0,017} - 0,13 - 0,7\sqrt{1,07}(\sqrt{0,017} - 0,10) = 0,17$;

n – коэффициент шероховатости для бетона, $n = 0,017$;

$$C_1 = \frac{1}{n} R_1^y = \frac{1}{0,017} 0,313^{0,19} = 47,17, \quad (17)$$

где $y_1 = 2,5\sqrt{0,017} - 0,13 - 0,7\sqrt{0,313}(\sqrt{0,017} - 0,10) = 0,19$.

Коэффициенты гидравлических потерь на трение водосброса:
– на длине без конструктивных сопротивлений

$$\zeta_T = \frac{2g}{C^2} \cdot \frac{L}{R} = \frac{2 \cdot 9,81}{59,5^2} \cdot \frac{52}{1,07} = 0,27, \quad (18)$$

где $L = 27 - 10 + 20 + 7 + 8 = 52$ м;

– на длине с конструктивными изменениями

$$\zeta_{T_1} = \frac{2g}{C_1^2} \cdot \frac{L_1}{R_1} = \frac{2 \cdot 9,81}{47,17^2} \cdot \frac{102,55}{0,313} = 2,89, \quad (19)$$

где $L_1 = 102,55$ м.

Коэффициент местного сопротивления на вход при плавном входе [7]

$$\zeta_{вх} \approx 0,20.$$

Коэффициент сопротивления поворота – колена водосброса при угле 90° по [7] при шероховатой поверхности водовода и радиусе закругления $R_2 \frac{R}{d_T} = \frac{10}{4,3} = 2,33$, $\zeta_{90^\circ} \approx 0,24$.

Коэффициент местного сопротивления при внезапном сжатии по формуле И.Е. Идельчика

$$\zeta_{вн.с} \approx 0,5 \left(1 - \frac{\omega_1}{\omega_T}\right)^2 = 0,5 \left(1 - \frac{5,2}{14,5}\right)^2 = 0,21. \quad (20)$$

Коэффициент местного сопротивления при внезапном расширении

$$\zeta_{вн.р} = \left(\frac{\omega_T}{\omega_1} - 1\right)^2 = \left(\frac{14,5}{5,2} - 1\right)^2 = 3,2. \quad (21)$$

Коэффициент местного сопротивления на выход из водовода $\zeta_{вых} \approx 1$.

Таким образом, суммарный коэффициент гидравлических потерь

$$\begin{aligned} \zeta_C &= \zeta_{вх} + \zeta_T + \zeta_{T_1} + \zeta_{90^\circ} + \zeta_{вн.с} + \zeta_{вн.р} = \\ &= 0,20 + 0,27 + 2,89 + 0,24 + 0,21 + 3,2 = 7,01. \end{aligned} \quad (22)$$

Коэффициент расхода туннеля

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 7,01}} = 0,35.$$

Действующий напор H_d может быть определен по формуле

$$H_d = T_0 - \Pi, \quad (23)$$

где T_0 – полная удельная энергия водного потока, устанавливаемая относительно плоскости, проведенной через наиниžшую точку выходного сечения водосброса (см. рис. 2), $T_0 \cong 26,95$ м; Π – удельная потенциальная энергия потока в выходном сечении водовыпуска, определяемая относительно принятой плоскости сравнения.

Средняя потенциальная энергия Π зависит от схемы сопряжения выходного сечения туннеля с нижерасположенным участком. В предположении отсутствия подтопления выходящего потока со стороны нижнего бьефа принимают глубину потока в конце туннеля $h' \approx 0,9d_T = 0,9 \cdot 4,3 \approx 3,9$ м = Π .

$$H_d = 26,95 - 3,90 = 23,05 \text{ м.}$$

Пропускная способность сооружения

$$Q = 0,35 \cdot 14,5 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 23,05} \approx 108 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Полученная величина расхода близка к расходу, получаемому Институтом «Кубаньводпроект» (116 м³/с).

Выполненные поверочные расчеты шахтного водосброса Неберджаевского водохранилища показали следующее:

1. Построенный и находящийся в эксплуатации с 1959 г. шахтный водосброс можно считать с воронкой, работающей по схеме водослива с широким пороком с коническим участком, с некоторой долей допущения.

2. При принятом напоре на водосливе $H = 1,5$ м при условии отсутствия подтопления со стороны водоотводящей части (туннеля) воронка работает как неподтопленный водослив. Пропускаемый расход может составлять 147,0 м³/с. Точка схода струй $y_{\max} = 4,0$ м.

3. Однако введение конструктивных решений внутри туннеля (см. рис. 2) существенно уменьшило живое его сечение, а следовательно, и пропускную способность до 108 м³/с. При этом как туннель, так и шахта, работая полным сечением, может привести к образова-

нию подтопления воронки снизу и нарушению гидравлического режима в шахтном водосбросе в целом.

4. Для обеспечения надежной работы водосброса необходимо ликвидировать стенку в туннеле.

Библиографический список

1. Волосухин В.А., Щурский О.М. Наводнения на Кубани: проблемы и задачи // Гидротехника. – 2012. – № 4 (29). – С. 6–9.

2. Наводнение в п. Новомихайловский Краснодарского края / В.А. Волосухин [и др.] // Гидротехника. – 2012. – № 4 (29). – С. 10–13.

3. Исследования сооружений Юмагузинского водохранилищного узла на р. Белой в Башкортостане. Раздел 2 «Гидравлические исследования пропускной способности и сопряжения бьефов паводкового водосброса и донного водовыпуска»: отчет о НИР / Новочерк. гос. мелиор. акад.; рук. В.Н. Шкура, В.Л. Бондаренко, отв. исп. Е.Н. Белоконев. – Новочеркасск, 2000. – 282 с.

4. Гидравлические расчеты туннельных и трубчатых водосбросов гидроузлов: рекомендации для проектирования / под ред. Ф.Г. Гунько. – Л.: Энергия, 1974. – 98 с.

5. Справочник по гидравлическим расчетам / под ред. П.Г. Киселева. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: Энергия, 1972. – 312 с.

6. Белоконев Е.Н., Волосухин В.А. Исследования пропускной способности шахтного водосброса из сегментных блоков мелиоративных систем // Экологические аспекты мелиорации Северного Кавказа: тезисы конф. (29 мая – 1 июня 1990 г., г. Новочеркасск) / Новочерк. инженер.-мелиор. ин-т. – Новочеркасск, 1990. – С. 155–156.

7. Мойс П.П. Шахтные водосбросы. – М.: Энергия, 1970. – 76 с.

8. Слисский С.М. Гидравлические расчеты высоконапорных гидротехнических сооружений: учеб. пособие. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Энергоатомиздат, 1986. – 304 с.

9. Лабораторные гидравлические исследования шахтного водосброса Неберджаевского гидроузла: отчет о НИР (договор № 312) / Моск. гос. строит. ун-т. – М., 1994.

10. Кириенко И.И., Химерик Ю.А. Гидротехнические сооружения. Проектирование и расчет: учеб. пособие. – К.: Вища шк., 1987. – 253 с.

V.A. Volosukhin, E.N. Belokonev

**ABOUT THE CAPACITY OF THE MINE SPILLWAY
OF THE NEBERDZHAYEVSKY RESERVOIR
IN KRASNODAR REGION**

In article hydraulic researches and testing calculations of capacity of a mine spillway of the Neberdzhayevsky reservoir are given in Krasnodar region which about 60 years are in operation. The conclusion is provided.

Keywords: mine spillway, pressure, expense, merge of streams, capacity, coefficient of an expense, resistance, coefficient of Shezi.

Сведения об авторах

Волосухин Виктор Алексеевич (Новочеркасск, Россия) – д-р техн. наук, профессор, заслуженный деятель науки РФ, НОУ «Академия безопасности гидротехнических сооружений» (e-mail: ngma_str_meh@mail.ru, director@ibgts.ru, volosukhin@mail.ru).

Белоконев Евгений Никитович (Новочеркасск, Россия) – канд. техн. наук, профессор НОУ «Академия безопасности гидротехнических сооружений».

About the authors

Volosukhin Victor Alexeevich (Novocherkassk, Russia) – Doctor of Technics, Professor, Honored worker of science of the Russian Federation, Academy of Safety Hydroengineering Structure (e-mail: ngma_str_meh@mail.ru, director@ibgts.ru, volosukhin@mail.ru).

Belokonev Evgenij Nikitovich (Novocherkassk, Russia) – Candidate of Technics, Professor, Academy of Safety Hydroengineering Structure.

Получено 15.03.2013