

ГИДРОТЕХНИКА

А. А. ГАЛФАЯН

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ НАИВЫГОДНЕЙШЕЙ ДЛИНЫ
ВОДОСЛИВНОГО ФРОНТА ПЛОТИНЫ ПРИ ТРАНСФОРМАЦИИ
МАКСИМАЛЬНЫХ РАСХОДОВ ВОДОХРАНИЛИЩЕМ

При поступлении паводковых вод в водохранилище часть их задерживается в нем, а другая часть сбрасывается через водоспускные сооружения. Здесь рассматривается глухой водослив, порог которого находится на уровне нормального подпертого горизонта (НПГ). При этом максимальный сбросной расход q_m меньше максимального расхода реки Q_m . Затем, когда отток превышает приток, происходит сброс воды V_m , накопленной в водохранилище.

В связи с трансформацией максимальных расходов возникает необходимость в дополнительных денежных затратах, связанных с затоплением территории в верхнем бьефе, устройством водобойных сооружений, укреплением берегов и затоплением в нижнем бьефе, а также с необходимостью увеличения габаритов плотины.

При данном гидрографе притока, q_m и V_m зависят от водосливного фронта B ; чем больше B , тем q_m больше и тем меньше V_m , вследствие чего увеличиваются капвложения в сооружения нижнего бьефа, и уменьшаются затраты, связанные с затоплением в верхнем бьефе. Обратная картина получается при малом B . Из всех значений B оптимальным является тот, который приводит к минимуму всех затрат. Следует отметить, что размеры водосбросных сооружений с одной стороны зависят от величины расчетного максимального расхода, на который их рассчитывают [1], с другой—они, в свою очередь, влияют на V_m и q_m .

Определение расчетного максимального расхода остается в центре внимания многих авторов; ([2], [3] и другие).

Необходимо подчеркнуть, что расчетный максимальный расход должен быть такой обеспеченности, которую не встречаем в период наблюдений, и поэтому он определяется с помощью не совсем обоснованных теоретических расчетов, что может привести к существенным неточностям. Этим вопросом мы здесь не занимаемся. Предполагаем, что гидрограф притока и НПГ заранее известны и в начале паводка уровень воды в водохранилище находится на НПГ, высотой h_0 .

Определение дополнительного объема плотины

Когда уровень воды в водохранилище не может превышать НПГ, объем плотины складывается из объема водосливной ее части $W_{ов}$ длиной B и объема глухой части $W_{ог}$. Объем плотины $W_0 = W_{ов} + W_{ог}$ является постоянной величиной. Но если допустить повышение горизонта воды в водохранилище на высоту h_m над НПГ, то это вызовет повышение глухой и расширение сливной частей плотины. Объем плотины, соответствующий КПГ (катастрофическому подпертому горизонту), обозначим через $W'_m = W'_{ов} + W'_{ог}$.

Дополнительный объем плотины, вызванный необходимостью трансформации наводков, выражается разностью объемов W'_m и W_0 . При этом исходим из следующих соображений:

а) Поперечное сечение створа плотины определяется пересечением двух прямых, ограничивающих склоны различных косогорностей M_1 и M_2 . Если поперечное сечение долины имеет сложное очертание откосов, то заменяем его эквивалентным по площади сечением с некоторыми средними косогорностями $M_{1ср}$ и $M_{2ср}$.

б) Местоположение водосливной части плотины подбирается такое, при котором объем земляных работ получается минимальным (см. рис. 1). Это приводит к условиям $cd \parallel Y_1 Y_2$ и $cd = Y_1 Y_2$.

в) Возвышение глухой части плотины над НПГ или КПГ, есть величина постоянная, не зависящая от высоты плотины, и потому не учитывается в расчетах.

1) По глухой части. Рассматривается бетонная гравитационная

плотина, для которой (см. рис. 1) длины Y_1 и YY_2 глухой части получаются:

$$YY_1 = \frac{B}{1 + \frac{M_2}{M_1}}, \quad YY_2 = \frac{B}{1 + \frac{M_1}{M_2}}. \quad (1)$$

С повышением уровня воды от НПГ до КПГ глухая часть плотины изменяется от EcC до $E'cC'$ и от FdD до $F'dD'$, причем объемы EcC и FdD , при заданном НПГ, являются величинами заданными. Верховой или низовой наклон граней плотины m_0 , определяется из статического расчета на скольжение (рис. 2-а) или из условия средней трети (рис. 2-б).

Рис. 1. Расположение водосливной и глухой частей плотины в створе треугольного сечения.

Верховой или низовой наклон граней плотины m_0 , определяется из статического расчета на скольжение (рис. 2-а) или из условия средней трети (рис. 2-б).

В [5] выбор профиля плотины (рис. 2-а или 2-б), а также определение наклона m_0 , производится в зависимости от коэффициента трения f тела плотины по основанию, соответственно при отсутствии и наличии фильтрационного давления. Отсюда следует, что для дан-

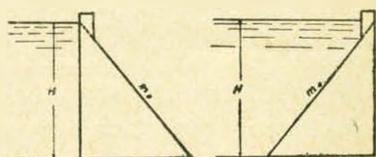


Рис. 2 а, б. Треугольные профили глухой плотины с откосами, обращенными в сторону нижнего и верхнего бьефов.

ного значения f , m_0 является величиной постоянной, независимо от высоты плотины.

Для определения объема $W_{ог}$ выделим элементарные объемы

$$\frac{m_0 \left(h_0 - \frac{x}{M_1} \right)^2}{2} dx \text{ и } \frac{m_0 \left(h_0 - \frac{x}{M_2} \right)^2}{2} dx \text{ и проинтегрируем их по } x$$

в пределах от $B_1 = YY_1$ и $B_2 = YY_2$ до $M_1 h_0$ и $M_2 h_0$. Тогда получим:

$$W_{ог} = \frac{m_0}{24M^2} (2Mh_0 - B)^3 = A (2Mh_0 - B)^3, \quad (2)$$

где

$$M = \frac{M_1 + M_2}{2}, \quad A = \frac{m_0}{24M^2}. \quad (3)$$

В уравнении (2), заменяя h_0 через $h_0 + h_m$ получим объем $W_{мг}$, после чего определим дополнительный объем

$$\Delta W_{г} = W_{мг} - W_{ог} = A \{ [2M(h_0 + h_m) - B]^3 - (2Mh_0 - B)^3 \}. \quad (4)$$

При параболическом очертании створа плотины с уравнением

$$y = \frac{1}{a} x^n, \quad (5)$$

где a и n постоянные,

$$\Delta W_{г} = \frac{2n^2}{(n+1)(2n+1)} a^{\frac{1}{n}} m_0 \left[(h_0 + h_m)^{\frac{2n+1}{n}} - h_0^{\frac{2n+1}{n}} \right] - m_0 B h_m \left(h_0 + \frac{h_m}{2} \right) + \frac{2m_0}{(n+1)a} \left(\frac{B}{2} \right)^{n+1} \cdot h_m. \quad (4')$$

Уравнение (4) можно получить из уравнения (4'), подставляя в него $n=1$ и $a=M$.

Для плотин земляного и набросного типов, в которых, кроме m_0 , имеется еще второй откос m_0 , можно пользоваться уравнениями (4) и (4'), заменяя m_0 суммой $m_0 + m_0$.

2) По водосливной части. Имеем в виду два положения: водосливная часть должна удовлетворять вышеуказанным двум условиям устойчивости (скольжения и средней трети) и ее профиль со стороны нижнего бьефа должен соответствовать очертанию сливающейся струи воды при напоре h_m над порогом водослива (водослив предполагается безвакуумным, как это обычно бывает на практике).

Верховая грань водослива предполагается вертикальной. Силы, действующие на плотину (гидростатическое и фильтрационное давления воды и другие), можно принять одинаковыми как для водосливной, так и для глухой частей, если не учесть незначительное дополнительное гидростатическое давление воды, вызванное наличием небольшого слоя h_m , сливающегося с водослива, которое действует только на глухую часть.

Исходя из условий устойчивости, профиль водосливной части плотины должен иметь по площади такое же сечение, какое имела бы заменяющая глухая плотина при том же уровне воды.

В тех случаях, когда дополнительное гидростатическое давление, обусловленное переливающимся слоем, представляет значительную величину, приходится водосливную плотину заменить глухой плотиной и расчет вести для разных m_0 .

Здесь, при определении сечения заменяющей глухой плотины, исходим из самого неблагоприятного значения глубины воды в нижнем бьефе, при котором получается максимальное значение m_0 . Гидростатическую и фильтрационную силы обозначим через E_1 и W (рис. 3). По сравнению с результатами, полученными в [5], где не

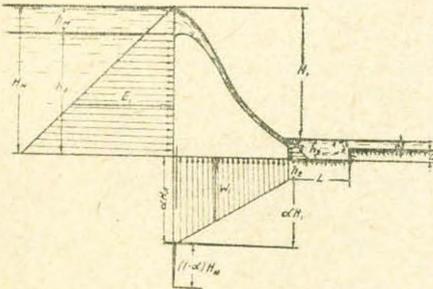


Рис. 3. Гидростатическое и фильтрационное давления воды на водосливную плотину.

предусматривается наличие воды в нижнем бьефе, здесь учитываем дополнительное фильтрационное давление на плотину, обусловленное глубиной h_2 в нижнем бьефе и горизонтальное давление E_2 со стороны нижнего бьефа. Мы исходим из того значения h_2 , при котором разница между дополнительным фильтрационным давлением (горизонтальная составляющая, которая получается умножением вертикального давления на f) и удерживающей силой давления воды глубиной h_2 стремится к максимуму, то есть при $\frac{h_2 \cdot m_0 \cdot H_1}{2} f - \frac{h_2^2}{2} \rightarrow$

$\rightarrow \max$, что приводит к уравнению

$$h_2 = \frac{m_0 H_1}{2} f. \quad (6)$$

Для этого значения h_2 , условие устойчивости плотины на скольжение дает для профилей 2-а и 2-б соответственно:

$$\frac{kf}{2} m_0 = (\gamma - k\alpha) - \sqrt{(\gamma - k\alpha)^2 - k^2}, \quad (7)$$

$$\frac{kf}{2} m_0 = (\gamma + 1 - k\alpha) - \sqrt{(\gamma + 1 - k\alpha)^2 - k^2}, \quad (8)$$

где $\gamma = 2,3 \text{ м/м}^3$ — объемный вес бетона плотины,

k — отношение удерживающих и сдвигающих сил:

$$k = 1,0 \div 1,5,$$

α — коэффициент, учитывающий соотношение между максимальными значениями фильтрационного и гидростатического давлений: $\alpha = 0 \div 1,0$,

f — коэффициент трения тела плотины по ее основанию:

$$f < 0,7.$$

Для условия средней трети получим:

$$m_0 = \frac{1}{\sqrt{\gamma - \alpha}} \text{ — при профиле 2-а,} \tag{9}$$

$$m_0 = \frac{1}{\sqrt{1 - \alpha}} \text{ — при профиле 2-б.} \tag{10}$$

Для различных значений k и α , по уравнениям (7), (8) и (10) составим таблицу 1, на основе которой можно построить номограммы, давшие сразу m_0 для данных f .

Таблица 1

1	$fm_0 = \frac{k}{\gamma - \alpha}$ для случая скольжения при профиле 2-а с учетом фильтрационного давления при отсутствии воды в нижнем бьефе	fm_0 для случая скольжения при профиле 2-а с учетом фильтрации по (7)	Минимальное значение f , обеспечивающее выгодность профиля 2-а	fm_0 для случая скольжения при профиле 2-б с учетом фильтрации по (8)	Максимальное значение f , обеспечивающее выгодность профиля 2-б	m_0 из условия средней трети при профиле 2-б по (10)
1	2	3	4	5	6	7
			$\alpha = 0$			1.00
1.0	0,43	0,46	0,46	0,31	0,31	
1.1	0,48	0,50	0,50	0,34	0,34	
1.2	0,52	0,56	0,56	0,37	0,37	
1.3	0,57	0,61	0,61	0,41	0,41	
1.4	0,61	0,68	0,68	0,44	0,44	
1.5	0,65	0,76	0,76	0,49	0,49	
			$\alpha = 0,2$			1.12
1.0	0,48	0,50	0,45	0,34	0,30	
1.1	0,52	0,57	0,51	0,36	0,32	
1.2	0,57	0,62	0,56	0,41	0,37	
1.3	0,62	0,72	0,64	0,44	0,40	
1.4	0,67	0,80	0,71	0,48	0,43	
1.5	0,71	0,91	0,82	0,55	0,49	
			$\alpha = 0,4$			1.30
1.0	0,53	0,58	0,45	0,36	0,28	
1.1	0,58	0,65	0,50	0,40	0,31	
1.2	0,63	0,74	0,57	0,44	0,34	
1.3	0,68	0,88	0,68	0,50	0,33	
1.4	0,74	1,02	0,78	0,55	0,42	
1.5	0,79	1,21	0,93	0,62	0,48	
			$\alpha = 0,6$			1.59
1.0	0,59	0,66	0,41	0,38	0,24	
1.1	0,65	0,76	0,48	0,43	0,27	
1.2	0,71	0,91	0,57	0,49	0,31	
1.3	0,77	1,12	0,70	0,55	0,35	
1.4	0,82	1,50	0,95	0,62	0,39	
1.5	0,88			0,71	0,45	



1	2	3	4	5	6	7
			$\alpha=0,8$			2,22
1,0	0,67	0,76	0,34	0,42	0,19	
1,1	0,73	0,95	0,43	0,49	0,22	
1,2	0,80	1,24	0,56	0,55	0,25	
1,3	0,87	1,94	0,87	0,63	0,28	
1,4	0,93			0,72	0,32	
1,5	1,00			0,84	0,38	
			$\alpha=1,0$			∞
1,0	0,77	0,94	0	0,46	0	
1,1	0,85	1,31	0	0,54	0	
1,2	0,92			0,63	0	
1,3	1,00			0,74	0	
1,4	1,08			0,88	0	
1,5	1,15			1,07	0	

Против скольжения выгодным профилем является 2-б, а при учете только условия средней трети, лучше оправдывается профиль 2-а. Выбор одного или другого профиля, с учетом обоих условий, зависит от величины f . При наличии фильтрации, выгодным является профиль 2-а, если значение m_0 по (7) меньше, чем по (10) и профиль 2-б, если значение m_0 по (8) больше, чем по (10).

После детального анализа установлено, что требование устойчивости на скольжение и удовлетворения условию средней трети превалирует над требованием, предъявляемым к безвакуумным профилям. Это позволяет водосливную часть плотины рассчитывать как глухую плотину высотой $H_m = h_0 + h_m$ (запас высоты плотины над КПГ в расчетах не учитывается).

К этому выводу мы пришли в результате следующих подсчетов. Для разных значений $h_m = 1$ м, $h_m = 2$ м, $h_m = 3$ м, $h_m = 4$ м были построены соответствующие очертания водослива безвакуумного профиля (по Кригеру). Затем было произведено сравнение площадей этих профилей с соответствующими глухими сечениями на основе таблицы 1, для условий скольжения и средней трети, при различных значениях α (от 0 до 1) и k (от 1,0 до 1,5) [4]. Анализ соответствующих графиков показывает, что сечение глухой части плотины всегда больше сечения, соответствующего безвакуумному профилю.

Поэтому, дополнительный объем по водосливной части получится как разность между объемами глухих сечений, соответствующих НПГ (высота h_0) и КПГ (высота $h_0 + h_m$), а именно:

$$\Delta W_{\text{в}} = \left[\frac{m_0(h_0 + h_m)^2}{2} - \frac{m_0 h_0^2}{2} \right] B = m_0 h_m \left(h_0 + \frac{h_m}{2} \right) B. \quad (11)$$

Здесь m_0 берется из (7) или (8).

Наконец, дополнительный объем для всей плотины (глухая и водосливная части) получится суммированием (4) и (11) при сечении долины, ограниченном прямыми линиями или (4¹) и (11)—при его параболическом очертании. Тогда

$$\Delta W = W_1 + \Delta W_{\text{в}}. \quad (12)$$

Все величины, входящие в (12), кроме B и h_m , являются известными. При учете фундаментной части плотины, полная величина дополнительного объема будет:

$$\Delta W_{\text{обш.}} = \Delta W (1+p), \quad (13)$$

где p — среднее значение отношения объема фундаментной части плотины к объему ее тела; p можно определить исходя из допускаемого напряжения на основание, величины α и других обстоятельств.

Дополнительный объем земляных работ по фундаменту равен:

$$\Delta W_{\text{земл.}} = \Delta W \cdot p. \quad (14)$$

При известном гидрографе, величины B и h_m связаны между собой. Имея одну из них можно определить другую, исходя из кривой зависимости $V_m = V_m(B)$, которая строится при водохозяйственном расчете [6].

Определение регулирующего объема водохранилища и максимального значения сбросного расхода

Регулирующий объем V_m (выше НПГ) можно с достаточной точностью выразить уравнением

$$V_m = C_1 (h_0 + h_m)^m - V_0, \quad (15)$$

где C_1 и m — постоянные параметры, зависящие от местности, в которой сооружается водохранилище,

V_0 — объем водохранилища до НПГ (заданная величина),

h_0 — глубина воды перед плотиной, считая от НПГ (постоянная величина),

h_m — максимальная высота сливной призмы, над порогом водослива (величина переменная, зависит от длины B водосливного фронта).

Уравнение для максимального сброса q_m имеет вид:

$$q_m = m_n \sqrt{2g} B h_m^{3/2} = m_1 B h_m^{3/2}, \quad (16)$$

где m_n — коэффициент расхода водослива,

g — ускорение силы тяжести.

Для каждого значения НПГ и для данного гидрографа притока, увеличение одной из величин V_m или q_m приводит к уменьшению другой.

Определение размеров водобойных сооружений

При сбросе воды через водослив возникает задача проверки наличия отогнанного прыжка, для затопления которого предусматривается соответствующее водобойное сооружение (водобойный колодец, водобойные плиты, рисберма и другие).

Для каждого значения высоты переливающегося слоя необходимо определять размеры водобойных сооружений.

Глубина d водобойного колодца определяется по формуле [4], [7]:

$$d = \varepsilon h_c^* - (h_6 + \Delta z), \quad (17)$$

где ε — коэффициент запаса (в данной работе принято $\varepsilon = 1,1$);

h_6 — бытовая глубина воды в отводящем русле;

$\Delta z = \frac{\alpha q^2}{2g\varphi^2 h_0^2}$ — перепад в выходной части водобойного колодца, здесь

$$\alpha = 1,1 \text{ и } \varphi = 0,9,$$

h_c — глубина, сопряженная с сжатой глубиной h_c .

Для прямоугольного сечения водобойного колодца [4]:

$$h_c^* = 0,5 h_c \left| \sqrt{1 + \frac{8 \alpha q^2}{g h_c^3}} - 1 \right|. \quad (18)$$

Единицей под корнем, как величиной незначительной по сравнению с $\frac{8\alpha q^2}{g h_c^3}$, можно пренебречь (она станет значительной только при затопленном прыжке, но в этом случае водобойный колодец не нужен и его глубина по расчетам получится с отрицательным знаком).

Написав уравнение Бернулли для сжатого сечения и для сечения до плотины (с пренебрежением $\frac{V_0^2}{2g} - h_0$) и подставляя все эти значения в (17), после некоторых преобразований получим безразмерное уравнение

$$\bar{d} = 1,467 h_m^{-3/4} (1 + \bar{h}_m)^{1/4} - 0,308 \frac{h_m^{-3/2}}{(1 + \bar{h}_m)^{1/2}} - \bar{h}_6 - \frac{0,313}{\bar{h}_6^2} \bar{h}_m^3, \quad (19)$$

$$\text{где } \bar{h}_6 = \frac{h_6}{h_0}, \bar{h}_m = \frac{h_m}{h_0}, \bar{d} = \frac{d}{h_0}. \quad (20)$$

Длина L водобойного колодца определяется по формуле Павловского:

$$L = 2,5 (1,9 h_c^* - h_c). \quad (21)$$

Пользуясь обозначениями:

$$\frac{h_m}{h_0} = \bar{h}_m, \frac{L}{h_0} = \bar{L}, \quad (22)$$

уравнение (21) можно представить в безразмерном виде:

$$\bar{L} = 6,33 \bar{h}_m^{3/4} (1 + \bar{h}_m)^{1/4} - \frac{2,73 h_m^{3/2}}{(1 + \bar{h}_m)^{1/2}}. \quad (23)$$

В практических случаях кривая $\bar{L} = \bar{L}(\bar{h}_m)$ является всегда возрастающей.

Бытовая глубина h_0 в нижнем бьефе, а следовательно и \bar{h}_0 дается в зависимости от сбросного расхода q , т. е. $\bar{h}_0 = \bar{h}_0(q)$; q , в свою очередь, зависит от B и h_m . Кривая $V_m = V_m(B)$ [6] и уравнение (15) позволяют \bar{h}_0 определять только в зависимости от \bar{h}_m . Это дает возможность выразить \bar{d} в функции только от \bar{h}_m . Если кривая $\bar{d} = \bar{d}(\bar{h}_m)$ имеет максимум, то мы пользуемся ею следующим образом. Обозначим через \bar{d}_{\max} это максимальное значение глубины и через \bar{h}_{\max} соответствующую ему абсциссу. При $\bar{h}_m > \bar{h}_{\max}$ и $\bar{d}_m < \bar{d}_{\max}$, придется взять \bar{d}_{\max} ибо при работе водослива \bar{h} меняется от нуля до \bar{h}_m , принимая также и значение \bar{h}_{\max} , которому соответствует $\bar{d} = \bar{d}_{\max}$. Если $\bar{h}_m < \bar{h}_{\max}$, то необходимо взять соответствующее ему значение \bar{d}_m .

Выбор длины водосливного фронта

При данных условиях, для определения оптимального значения длины водосливного фронта, необходимо все затраты выразить в функции от B и построить их суммарную кривую. Минимум этой кривой даст наивыгоднейшую величину водосливного фронта.

а) Дополнительные затраты по водохранилищу, связанные с затоплением земель в верхнем бьефе, выражаются кривой $P_v = P_v(V_m)$, которая строится конкретно для данного случая. С другой стороны, V_m выражается в функции от B через кривую $V_m = V_m(B)$ [6].

б) Дополнительные затраты по плотине, на основе (4), (11), (12), (13) и (14) выражаются уравнением

$$P_n = \left\{ A [2M(h_0 + h_m) - B]^3 - A(2Mh_0 - B)^3 + m_0 h_m \left(h_0 + \frac{h_m}{2} \right) B \right\} [(1+p) \alpha_6 + p\alpha_3], \quad (24)$$

где α_6 и α_3 — стоимость соответственно 1 м³ бетона и 1 м³ земли.

Здесь P_n выражается в функции от h_m и B , но учитывая [6] и (15), следует P_n выразить только в зависимости от B .

в) Дополнительные затраты P_k по водобойным колодцам получаются перемножением d , L , B и α_k , где α_k — стоимость 1 м³ водобойного колодца.

г) Дополнительные затраты P_n по нижнему бьефу (сюда входят укрепление берегов и затопление нижнего бьефа) зависят от q_m и получаются из кривой $P_n = P_n(q_m)$, построенной для данных условий местности. $q_m = m_1 B h_m^{3/2}$ в свою очередь может выразиться в функции только от B [6].

Итак, возможность выражения всех затрат в функции от B нам позволяет определить наилучшее значение длины водосливного фронта.

Разные случаи

Вышеизложенные соображения относительно глухого водослива с порогом на НПГ, могут быть распространены и на остальные случаи водосливной плотины, вводя каждый раз соответствующее изменение.

а) При глухом водосливе с предпаводочной сработкой водохранилища, расчеты для определения оптимального значения B ведутся тем же способом, что и раньше. Отличие от предыдущего случая заключается только в том, что здесь часть приточной воды накапливается до порога водослива, и в момент, когда вода начинает переливаться через него, приток имеет уже некоторую определенную величину. Способ построения кривой зависимости V^m от B при этом не меняется [6].

б) В случае водослива со щитами обозначим через h_1 высоту НПГ воды над его порогом и через V_1 объем соответствующий этой высоте, через h_m — максимальную высоту воды над НПГ и через V_m — соответствующий ей регулирующий объем. При этом, объемы глухой и водосливной частей плотины остаются неизменными по сравнению с глухим водосливом. Это обстоятельство объясняется тем, что высота глухой части не меняется, а сама сливная часть должна удовлетворять условиям устойчивости (при этом гидростатическое, гидродинамическое и фильтрационное давление воды не изменяются). Способ построения кривой $V_m = V_m(B)$ остается не измененным, но необходимо учесть, что здесь, в начальный момент, когда щиты открываются, сброс имеет уже некоторую определенную величину, тогда как в случае глухого водослива с порогом на НПГ воды, он возрастает, начиная с нуля.

При наличии гидростанции щиты открываются постепенно, чтобы держать уровень воды на НПГ [8]. Когда приток превышает отток, даже при полном открытии щитов, уровень воды начинает подниматься над НПГ и тем самым создает величину регулирующего объема V_m воды выше НПГ. Если обозначить через B общую длину водосливной части плотины, то чистый сливной фронт станет равным αB , где $\alpha < 1$, что учитывает бычки щитовых отверстий и стеснение воды над порогом водосливных проемов. При определении q_m , B заменяется через αB . В расчетах объемов плотины и водобойных сооружений B остается неизменным. Если щиты сразу открыть полностью, то V_m получится меньше, чем при их постепенном открытии.

Глухой водослив является частным случаем водослива со щитами при $h_1 = 0$. Здесь увеличиваются затраты за счет установки щитов и

подъемных механизмов, которые (затраты) можно выразить в зависимости от гидростатического давления воды на щитах, а именно:

$$P_m + P_m' = \beta h_1^2, \quad (25)$$

где β — некоторый параметр, зависящий от используемого металла, запаса в высоте щитов над НПГ воды и от других обстоятельств. Производя все расчеты, как для глухого водослива, так и для водослива со щитами, каждому значению h_1 будет соответствовать определенное оптимальное значение B . Из различных значений переменных h_1 и B необходимо выбрать ту пару, которая соответствует минимальному значению суммарных затрат. При этом поступаем следующим образом: для разных h_1 определяем соответствующие значения B и суммарные расходы P . Строим кривую $P = P(B)$, минимум которой даст оптимальную пару h_1 и B .

в) Если после предпаводочной сработки водохранилища уровень воды находится ниже порога водослива, то во время паводка часть его вод накапливается до самого этого порога и затем при открытых щитах водослив будет работать как глухой.

Не всегда предпаводочная сработка водохранилища имеет положительное влияние в направлении уменьшения максимального сбросного расхода [9], [10]. Она может увеличить, уменьшить или держать q_m постоянным, в зависимости от гидрологических, гидравлических, топографических и экономических условий, как в случае глухого водослива, так и водослива со щитами.

г) При наличии гидростанции можно использовать регулирующий объем V_m . Это осуществляется закрытием щитов, когда уровень воды в водохранилище начинает падать после достижения своего максимума. Годовая прибыль получаемая за счет использования избыточной воды должна войти в расчеты при определении оптимального значения B .

Осуществление предпаводочной сработки водохранилища в большинстве случаев, при правильном прогнозе паводковых расходов, может привести к уменьшению максимального расхода без увеличения регулирующего объема.

Применение щитов над порогом водослива может быть обусловлено экономическими соображениями (в общем случае) и техническими условиями (в частности). Последние возникают тогда, когда для глухого водослива требуется большой водосливный фронт, а местность это не позволяет.

Հ. Ա. ԳԱԼՖԱՅԱՆ

ՊԱՏՎԱՐԻ ՋՐԹԱՓԱՅԻՆ ՖԲՈՆՏԻ ԹՊՏԻՄԱԿ ԵՐԿԱՐՈՒԹՅԱՆ ՈՐՈՇՄԱՆ ՄԱՍԻՆ, ՋՐԱՄԲԱՐԻ ՄԻՋՈՑՈՎ ՄԱՔԱՅԻՄԱԿ ԵՒՔԵՐԻ ՏՐԱՆՏՈՐՄԱՅԻԱՅԻ ԳԵՊԻՐՈՒՄ

Ա մ փ ո փ ու մ

Հողվածուժ բերվում են ջրամբարի, պատվարի (խուլ և ջրթափ մասերի), ջրծեծ կառուցվածքների և ներքին բլեֆի ալն բոլոր լրացուցիչ ծավալները, հետևաբար և նրանց հետ կապված նյութական ծախսերը, որոնք պահանջվում են ջրամբարի միջոցով մաքսիմալ ելքերի տրանսֆորմացիայի դեպքում:

Հաշվումները ալտոկ կատարված են բետոնե խուլ գրավիտացիոն պատվարի և ոչ վակուումային ջրթափի համար, գետի հունի անկյունային և պարբերային կտրվածքների դեպքում:

Ելնելով ստատիկ պայմանից, պատվարի ջրթափային մասը պայմանականորեն փոխարինվում է վերին բլեֆոմ ջրի բարձրությունն ունեցող գրավիտացիոն խուլ մասով:

Սուլ պատվարի թեքությունը վերին կամ ներքին բլեֆի կողմում որոշվում է ելնելով սահքի և պատվարի մարմնում ձգվող լարումներ չառաջացնելու պայմաններից:

Վերոհիշյալ բոլոր լրացուցիչ ծավալները, ապա և նրանց հետ կապված նյութական ծախսերը արտահայտվում են ջրթափի *B* երկարություն միջոցով:

Լրացուցիչ ծախսերի գումարային կորի մինիմալ արժեքը կտա ջրթափի երկարության օպտիմալ մեծությունը:

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Нормы и технические условия для расчета максимальных расходов воды при проектировании гидротехнических сооружений на реках. Москва, 1957.
2. Крицкий С. П. и Менкель М. Ф. Проблемы регулирования речного стока, М.—Л., 1948.
3. Картвелишвили Н. А. Об обоснованности определения максимальной пропускной способности речных гидротехнических сооружений. Известия АН СССР, ОТН, Энергетика и Автоматика, № 3, 1959.
4. Близняк Е. В. Гидротехнические сооружения, т. III, М.—Л., 1939.
5. Калинович Б. Ю. Начало теории бетонных плотин. Л., 1934.
6. Галфаян А. А. Аналитический способ расчета трансформации максимальных расходов водохранилищем. Известия АН АрмССР*, серия техн. наук, № 2, 1959.
7. Чертоусов М. Д. Специальный курс Гидравлики, М.—Л., 1940.
8. Огиевский А. В. Гидрология суши, М., 1952.
9. Плешков Я. Ф. Влияние предпаводочной сработки водохранилища на расчетный максимальный расход. Гидротехническое строительство, № 9, 1953.
10. Цингер В. Н. Учет сработки водохранилищ при расчетах снижения максимальных расходов, Гидротехника и Мелиорация, № 11, 1952.