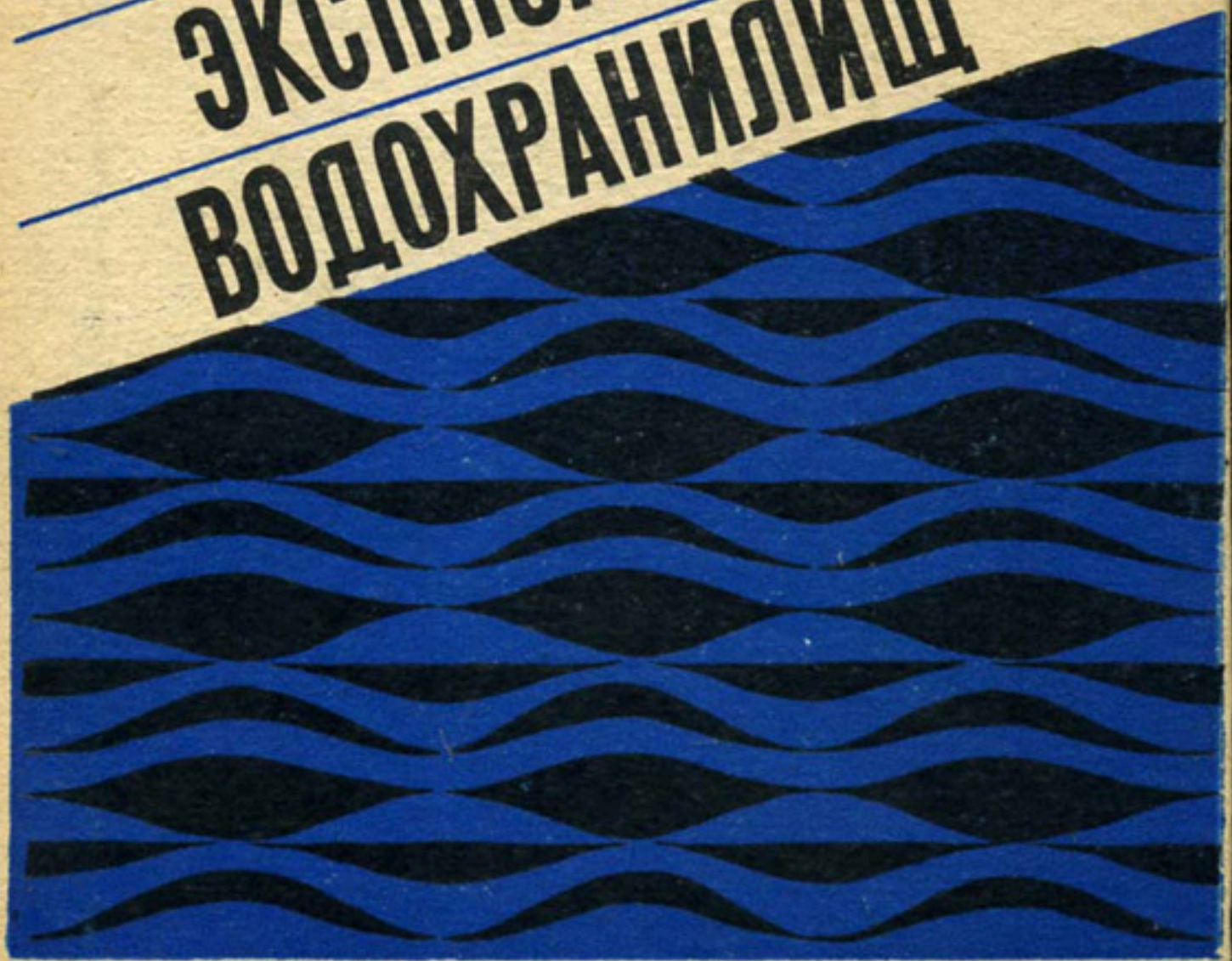
ТС-46

В. Скрыльников
С. Кеберле
Б. Белесков

ПОВЫШЕНИЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ ЭКСПЛУАТАЦИИ ВОДОХРАНИЛИЩ



УДК 627.81:627.835:626.821.311.
ББК 38.771
С 45

В книге приведена характеристика среднеазиатских водохранилищ, отмечается сложность их эксплуатации в условиях высокого коэффициента зарегулирования водных источников, даются рекомендации по сокращению отрицательных последствий создания водохранилищ, по определению сроков их службы с учетом переработки берегов ветровыми волнами и плотных потоков, предлагаются надежные конструкции и методы расчета сооружений, позволяющие эксплуатировать водохранилища с наименьшими эксплуатационными затратами.

Представляет интерес для научных сотрудников и специалистов в области гидротехники.

Рецензенты
профессор Ф.М.Рахимбаев
доцент О.Я.Гловацкий

Скрыльников В.А. и др.
С 45 Повышение эффективности эксплуатации водохранилищ
В.А.Скрыльников, С.И.Кеберле, Б.И.Белесков. -Т.:
Мехнат, 1987.- 244 с.

1.1,2 Соавт.

ББК 38.771

С 3302000000-50 / М 359/04/ - 87 14-87

С Издательство "Мехнат", 1987

ВВЕДЕНИЕ

Площадь орошаемых земель в Среднеазиатском регионе, согласно Долговременной программе мелиорации, к 2000 г. должна быть доведена до 9,0 млн га, в том числе по УзССР - до 5,5 , КиргССР - I,2 , ТаджССР - 0,9 и ТССР - I,4 млн га. Только за двенадцатую пятилетку намечается расширить ее в регионе на 656 тыс.га, в том числе в УзССР - на 4IO , КиргССР - 85 , ТаджССР - 55 и ТССР - на I06 тыс.га.

Решение поставленных XXУП съездом КПСС задач тесно связано как со строительством большого числа новых, так и с повышением эффективности эксплуатации действующих водохранилищ.

В настоящее время большинство водных источников, особенно в Средней Азии, используется на орошение с высоким коэффициентом зарегулированности стока водохранилищами. Возрастание его приводит к усложнению их эксплуатации, так как строительство водохранилищ имеет ряд отрицательных последствий. Сокращение их до минимума является одной из главных задач службы эксплуатации.

В связи с этим растет актуальность вопросов, связанных: а) с определением срока службы водохранилищ для выявления факторов, наиболее существенно влияющих на сокращение продолжительности их работы; б) с разработкой мероприятий по борьбе с заилением, занесением и переработкой берегов ветровыми волнами в целях сохранения и эффективного использования полезных емкостей; в) с улучшением условий эксплуатации, позволяющим сократить потери стока воды на испарение, фильтрацию и т.п. ; г) с повышением надежности работы сооружений водохранилищ и каналов для снижения эксплуатационных затрат.

В данной работе излагаются мероприятия, связанные с решением указанных вопросов. Они разработаны для общих случаев и могут быть использованы для различных водохранилищ независимо от региона страны.

Авторы работы выражают благодарность за ценные указания и пожелания профессору Ф.М.Рахимбаеву, доцентам И.А.Бузунову и О.Я.Гловацкому.

Работа написана В.А.Скрыльниковым, С.И.Кеберле, Б.И.Белесковым при участии А.К.Закурдаева (разделы 6,8), М.С.Кожевниковой (раздел I, 2), В.В.Перепелкиной (раздел 6).

СПИСОК ПРИНЯТЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ

Заиление подпертых бьефов и водохранилищ

$W_н$ – начальный объем заиляющегося бьефа, м^3;

$L_н$ – начальная длина бьефа, м;

$W_р$ – объем русла, транспортирующего расчетное количество взвешенных наносов на начальной длине бьефа, м^3;

$W'_н$ – объем верхнего бьефа, при котором наблюдается вторая стадия заиления, м^3;

W_2 – приращение объема верхнего бьефа за счет изменения кривых подпора, м^3;

$W_о$ – предельно заиляемый объем верхнего бьефа, м^3;

$\mathcal{E}$ – степень осветления потока в бьефе в створе гидроузла, или доля осаждения наносов в верхнем бьефе по отношению к общему объему бытового твердого стока за расчетную единицу времени;

$\mathcal{E}'$ – первоначальная степень осветления потока в бьефе;

$W''_з$ – объем отложений второй стадии заиления, м^3;

$W'_з$ – объем отложений первой стадии заиления, м^3;

$W_з$ – общий объем заиления первой и второй стадии, м^3;

P – расход наносов в расчетном створе, кг/с;

t_1 – продолжительность первой стадии заиления, лет;

t_2 – продолжительность второй стадии заиления, лет;

T – общая продолжительность заиления верхнего бьефа, равная сумме продолжительности первой и второй стадии заиления, лет;

$W'_а, W''_а$ – объемы переработки надводной части берегов соответственно для первой и второй стадий заиления, м^3;

$V_р$ – средняя скорость потока в русле при условии транспортирования всех фракций взвешенных наносов, м/с;

G – среднемноголетний годовой сток взвешенных наносов, м^3;

$B_р, H_р$ – соответственно ширина и средняя глубина русла, транспортирующего расчетное количество взвешенных наносов, м;

Γ - параметр Гостунского, равный 3300;

$J_б$ - бытовой уклон водной поверхности;

$B_б, H_б$ - соответственно ширина и средняя глубина бытового русла, м;

$Q_н$ - средний за период половодья расход воды, $м^3$;

ΔH - подпор над бытовым уровнем в створе плотины; (определяется по разности $H_п - H_б$), м;

$H_п$ - напор на плотине, м;

J_i - уклон водной поверхности в русле, транспортирующем расчетное количество взвешенных наносов;

J - уклон водной поверхности при транспортировании всех взвешенных наносов;

U - средняя гидравлическая крупность взвешенных наносов, м/с;

$\omega_п$ - площадь сечения бьефа в створе плотины, $м^2$;

$v_п$ - средняя скорость потока в сечении на приплотинном участке, м/с;

ρ, ρ_i - мутность потока на входном и выходном створах, $кг/м^3$;

Занесение верхних бьефов низконапорных гидроузлов

Q - расчетный расход воды, принимается 5 % -ной обеспеченности, $м^3/с$;

t - расчетная продолжительность занесения заданного объема отложений в верхнем бьефе, лет;

$V_з$ - объем занесения в момент t , $м^3$;

$V_о$ - предельно заносимый объем, $м^3$;

$V_з / V_о$ - относительный объем занесения;

$V_{рн}$ - объем русла, в котором поток транспортирует расчетное количество донных наносов, на участке начальной длины кривой подпора, $м^3$;

$V_н$ - начальный объем заносимого верхнего бьефа, $м^3$;

$V_р$ - объем русла, в котором поток транспортирует расчетное количество донных наносов, в пределах длины кривой подпора при продолжительности занесения t, $м^3$;

V_c – объем воды в пределах зоны подпора заносимого верхнего бьефа (свободный от наносов объем верхнего бьефа), $м^3$;

a – параметр бьефа, равный отношению $V_{рн} / V_н$;

$\mathcal{L}$ – длина кривой подпора на момент времени t , м;

l_1 – расстояние до расчетного створа от створа выклинивания кривой подпора, м;

V_l – объем бьефа выше расчетного створа, $м^3$;

l – расстояние от расчетного створа до плотины, м;

V_2 – приращение объема верхнего бьефа в процессе занесения, $м^3$;

η – показатель степени;

G_i – сток наносов за расчетную единицу времени, $м^3$;

Φ – параметр заносимости;

A – параметр в формуле для определения Φ ;

$\mathcal{E}_l$ – степень осветления бьефа в расчетном створе на момент времени t ;

$P_б$ – расход наносов в бытовых условиях, кг/с;

y' – показатель степени в формуле Н.Н.Павловского для определения C ;

$y_з$ – ордината кривой свободной поверхности в заносимом бьефе;

K_0 – коэффициент пропорциональности в формуле неразмывающей скорости;

α – показатель степени в формуле неразмывающей скорости;

K' – коэффициент, равный 0,015 ($K_{max} = 0{,}030$) в формуле И.В.Егиазарова для определения расхода наносов;

q – погонный расход воды, $м^3/с \cdot м$;

$S_б = \gamma H_б J_б$ – влекущая сила потока в бытовых условиях, $кг/м^2$;

$S_l = \gamma H_l J_l$ – влекущая сила в расчетном створе l , $кг/м^2$;

$S_0 = f(\gamma_н - \gamma)d_{ср} = \gamma H_0 J_0$ – влекущая сила потока при отсутствии движения наносов, кг/м^2;

H_0, J_0 – соответственно критическая глубина (м) и критический уклон водной поверхности при отсутствии движения наносов (при неразмывающей скорости);

f – коэффициент трения, f = 0,03 (при $Re > 2 \cdot 10^5$, $f = 0{,}06$) по И.В.Егиазарову;

C'_{x_1} – 0,2 для горных рек;

C_x – 0,4–0,5 для лабораторных условий;

γ – плотность воды, кг/м^3;

$\gamma_н$ – плотность наносов, кг/м^3;

V_ℓ – средняя скорость в сечении ℓ, м/с;

B_ℓ, H_ℓ, J_ℓ – соответственно ширина, средняя глубина русла и уклон водной поверхности в сечении ℓ, м;

D – наибольший диаметр смеси наносов, м;

$d_{ср}$ – средний диаметр смеси наносов, м;

$C_\ell, C_б$ – коэффициент Шези в створе ℓ и в бытовом русле;

$\mu_\ell, \mu_б$ – удельное содержание донных наносов соответственно в створе ℓ и в бытовом русле, кг/м^3;

K_p – коэффициент пропорциональности;

K_α – коэффициент пропорциональности в существующих формулах по расчету длины кривой подпора;

K_1 – коэффициент пропорциональности в рекомендуемой формуле по расчету длины кривой подпора;

d_ℓ – наибольший диаметр частиц состава наносов, проходящих через расчетный створ в момент t, м;

Переработка берегов

h – высота волны, м;

$h_{гл}$ – высота волны на глубокой воде, м;

$\bar{h}$ – средняя высота волны, м;

$h_{1\%}$ – высота волны 1 %-ной обеспеченности в системе волн, м;

λ – длина волны, м;

$\lambda_{гл}$ - длина волны на глубокой воде, м;

$\bar{\lambda}$ - средняя длина волны, м;

V_w - скорость ветра, м/с;

$\mathcal{L}$ - разгон волны, м;

d - глубина воды в водоеме, м;

$k = h / h_{гл}$ - коэффициент мелководности;

T - период волны, с;

e_h - энергия одиночной волны, Дж/м;

E - годовая энергия волн, Дж/м;

n - число волн;

N - число наблюдений ветра за год;

p - плотность распределения;

P - обеспеченность;

σ - квадратичное отклонение;

C_S - коэффициент асимметрии;

C_V - коэффициент вариации;

t - время, с;

d_p - максимальная глубина размыва откоса, м;

$h_н$ - высота надводной части берега, м;

$a = h_{заш} + \Delta h_{set}$;

$h_{заш}$ - высота наката волн, м;

Δh_{set} - высота нагона, м;

m - заложение откоса;

$m_н$ - начальное заложение откоса;

$m_к$ - конечное заложение откоса;

$m_э$ - естественное заложение откоса.

Сифонные сооружения

Q - расход воды, сбрасываемой сифоном, $м^3/с$;

$Q_{макс}$ - максимальный расход одного сифона (при напоре Z), $м^3/с$;

$Q_{макс.сб}$ - максимальный расход всего сифонного сброса, состоящего из n сифонных труб, $м^3/с$;

$Q_{мин.уст}$ - минимально устойчивый расход одного сифона, минимально устойчивый расход всего сифонного сброса, $м^3/с$;

n - число труб сифонов;

$z_{макс}$ - напор, т.е. разница между уровнем воды верхнего бьефа (ВБ), при котором переливающийся поток полностью удаляет воздух из сифона и сбрасывает $Q_{макс}$, и уровнем воды нижнего бьефа (НБ) при истечении сифона под уровень, или отметкой центра выходного сечения сифона при истечении в атмосферу, или отметкой верхней выходной кромки сифона при истечении в атмосферу и отношении

$$d/z < 1/10 \ (или \ \frac{a}{z} < \frac{1}{10}) \quad , м;$$

$a_{вх}$ - высота входного сечения сифона, м;

a_i - высота рассматриваемого сечения, м;

$a_{вых}$ - высота выходного сечения, м;

$a_{вх}$ - ширина входного сечения, м;

b_i - ширина рассматриваемого сечения, м;

$b_{вых}$ - ширина выходного сечения, м;

l_i - длина рассматриваемого участка сифона, м;

r_i - радиус закругления (по оси) на рассматриваемом участке, м;

$\omega_{вх}$ - площадь входного сечения, $м^2$;

ω_i - площадь рассматриваемого сечения, $м^2$;

$\omega_{вых}$ - площадь выходного сечения, $м^2$;

$\omega_{кол}$ - площадь поперечного сечения колодца в НБ, $м^2$;

K_i - отношение площади выходного сечения к площади рассматриваемого сечения;

$K_к$ - отношение площади выходного сечения к площади сечения колодца в нижнем бьефе;

$\zeta_{вх}$ - коэффициент, учитывающий потери напора на входе;

$\zeta_{тр}$ - коэффициент, учитывающий потери на трение;

$\zeta_{зак}$ – коэффициент, учитывающий потери напора на закруглении;

$\zeta_{от.н}$ – коэффициент, учитывающий потери напора на откидном носке;

$\zeta_{д}$ – коэффициент, учитывающий потери напора на диафрагме;

$\zeta_{вых}$ – коэффициент, учитывающий потери напора на выходе;

$\Sigma\zeta$ – суммарный коэффициент, учитывающий потери напора в сифоне;

g – ускорение силы тяжести, м/с^2;

$R_i = \omega_i / \chi$ – гидравлический радиус, м;

χ – смоченный периметр, м;

$R_{ср}$ – средний гидравлический радиус на рассматриваемомо участке, м;

$C_i = \frac{1}{n} R_i^{y'}$ – коэффициент Шези, определяемый по формуле Н.Н.Павловского;

$C_{ср}$ – средний коэффициент Шези на рассматриваемом участке;

$h_м = \Sigma\zeta \cdot k_i v_{вых}^2 / 2g$ – суммарные потери напора, м;

$\mu = \frac{1}{\sqrt{K_к^2 + \Sigma\zeta_i K_i}}$ – коэффициент расхода сифона (при выходе струи под уровень воды);

$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma\zeta \cdot K_i}}$ – коэффициент расхода сифона (при выходе струи в атмосферу);

v_0' – средняя скорость подхода воды, м/с;

$v_{ср}$ – средняя скорость в сечении под гребнем, м/с;

$v_{вых} = Q / \omega_{вых}$ – средняя скорость в выходном сечении при работе сифона полным сечением, м/с;

P_a / γ – атмосферное давление, Па;

P / γ – давление в рассматриваемой точке, Па;

$h_{вак} = \frac{P_a}{\gamma} - \frac{P}{\gamma}$ – вакуум в рассматриваемой точке, Па;

$h_{вак.макс}$ – максимальный вакуум в сифоне при пропуске $Q_{макс}$, Па;

$h_{вак.мин}$ – минимальный вакуум в месте максимального его значения, соответствующий минимальному устойчивому расходу, Па;

$h_{вак.доп}$ – допустимая величина вакуума, Па;

$h_{вх.кр.макс}$ - высота заглубления входной кромки сифона относительно уровня воды, соответствующего пропуску $Q_{макс}$, м;

$h_{вх.кр.н}$ - то же относительно НПУ, м;

$h_{вх.кр.гр}$ - то же относительно гребня, м;

$h_{гр.нпу}$ - высота превышения (+) или понижения (-) гребня относительно НПУ, м;

$h_{н.в.в}$ - то же относительно уровня воды ВБ над гребнем, при которой начинается выход воздуха из разряженной области сифона, м;

$h_{реж}$ - высота превышения верхней кромки отверстия воздухоприемника над $h_{н.в.в}$, характеризующая режим работы сифона, м;

$h_{вер.кр.воз} = h_{н.в.в} + h_{реж}$ - высота превышения верхней кромки отверстия воздухоприемника над гребнем, м;

$h_{сп.с}$ - спад уровня воды перед сифоном при пропуске $Q_{макс}$, м;

$h_{сп.в}$ - высота спада уровня воды перед воздухоприемником при пропуске $Q_{макс}$, м;

$h_{сп} = h_{сп.с} + h_{сп.в}$ - высота полного спада уровня воды верхнего бьефа перед воздухоприемником при пропуске $Q_{макс}$, м;

$h_{вкл.макс} = \pm h_{гр.нпу} + h_{н.в.в} \pm h_{реж.} + h_{сп}$ - высота подъема уровня воды ВБ над НПУ (гребнем) при пропуске $Q_{макс}$, м;

$h_{вкл.мин.уст} = \pm h_{гр.нпу} + h_{н.в.в} \pm h_{реж} K' + K'' h_{сп}$ - высота подъема уровня воды верхнего бьефа над НПУ при пропуске $Q_{макс}$ м;

$\omega_{воз.пр}$ - площадь отверстия (наименьшее поперечное сечение) воздухоприемника, $м^2$;

$a_{воз.пр}$ - высота наименьшего сечения воздухоприемника, м;

$B_{воз.пр}$ - ширина сечения воздухоприемника, м;

$\nabla_{вер.кр.воз}$ - отметка верха кромки наименьшего сечения воздухоприемника, м;

$\nabla ВБ$ - отметка уровня воды В.Б., м;

$\nabla НБ$ - отметка уровня воды НБ, м;

$\nabla НПУ$ - отметка нормально подпертого уровня, м;

$\nabla_{макс.пу}$ - отметка максимально подпертого уровня, м;

$\nabla_{вкл.с.на Q_{макс.}}$ - отметка уровня воды ВБ, при которой происходит включение сифона на $Q_{макс.}$, м;

$\nabla_{вкл.с.на Q_{мин.}}$ - отметка уровня воды ВБ, при которой происходит включение сифона на $Q_{мин}$, м;

α - коэффициент кинетичности (Кориолиса).

Устойчивые сечения русел рек и каналов

$\gamma'_н = \left(\frac{\gamma_н}{\gamma} - 1\right)$ - относительная плотность частиц наносов;

$d_{ср}$ - средний диаметр смеси наносов, м;

φ - параметр продольной устойчивости;

B - ширина по урезу воды, м;

H - средняя глубина русла, м;

n - коэффициент шероховатости в динамически устойчивом русле (подвижная шероховатость);

n_0 - коэффициент шероховатости в русле статического равновесия (неподвижная шероховатость);

v_0 - неразмывающая скорость, м/с;

v_* - динамическая скорость, м/с;

v - средняя скорость потока, м/с;

χ - смоченный периметр, м;

R - гидравлический радиус, м;

B/H - показатель формы русла;

v/v_0 - относительная скорость;

Моделирование каналов

α_d - масштаб крупности наносов;

$\alpha_{\rho'}$ - масштаб плотности наносов;

α_h - масштаб глубины;

α_b - масштаб ширины;

α_i - масштаб уклона;

α_n - масштаб коэффициента шероховатости;

α_Q - масштаб расхода воды;

α_{Fr} - масштаб числа Фруда;

α_V - масштаб скорости.

Общий размыв русла

ΔH_o - снижение горизонта воды в расчетном створе, м;

S - длина распространения общего размыва, м;

y - ордината кривой свободной поверхности в расчетном створе, м;

y_o - начальная ордината кривой свободной поверхности для заданного значения S (ордината в створе выклинивания кривой подпора), м;

K - коэффициент уменьшения относительного количества донных наносов в створе базиса эрозии ($K = \mu_c / \mu_\delta$);

S_o - расстояние от плотины до базиса эрозии, м;

t_p - продолжительность размыва русла, лет;

$t_{пр}$ - предельное время размыва русла, лет;

K_n, K_{n+1} - коэффициенты уменьшения относительного количества наносов за интервал времени Δt;

$(y_д)_n, (y_д)_{n+1}$ - ординаты поверхности дна соответственно для значений K_n и K_{n+1}, м;

K_i - коэффициент пропорциональности, равный 0,000011 (для рек Средней Азии) в формуле С.Т.Алтунина для определения неразмывающего (критического) уклона;

K_A - коэффициент пропорциональности в формуле С.Т.Алтунина для определения ширины русла;

T_1 - продолжительность интенсивного движения наносов, с;

P_t - расход наносов, поступающих из верхнего бьефа, кг/с;

Q_t - сток наносов, поступающих из верхнего бьефа за расчетную единицу времени, $м^3$;

K_H - коэффициент безнаносного водозабора, учитывающий долю наносов, сбрасываемых в нижний бьеф;

P_H - расход наносов в нижнем бьефе гидроузла, соответствующий расходу воды Q_H в бытовом русле нижнего бьефа с учетом водозабора ($Q_H = Q - Q_з$), кг/с;

$Q_з$ – расход воды, поступающей в водозаборные сооружения, $м^3/с$;

$\Psi = Q_з/Q$ – доля водозабора от бытового расхода воды;

x – расстояние от расчетного створа в размываемом русле до створа в конце участка размыва, м;

$J_р$ – уклон водной поверхности в начальном створе размываемого участка русла.

Крепление откосов земляных плотин, сложенных из мелкозернистых песков

$h_{1\%}$ – высота волны I %-ной обеспеченности, м;

λ – длина волны, м;

δ – толщина железобетонной плиты крепления, м;

B – длина железобетонной плиты крепления, м;

$\gamma_п$ – плотность материала железобетонной плиты, $кг/м^3$;

m – заложение откоса;

$K_п$ – коэффициент фильтрации воды через материал подготовки;

$K_{т.п}$ – коэффициент фильтрации воды через тело плотины;

h_o – ордината кривой депрессии в начальный момент времени;

h_t – ордината кривой депрессии по прошествии времени t;

v_c – средняя скорость снижения уровня воды в водохранилища, м/с;

μ – коэффициент водоотдачи;

$Z_п^ф$ – толщина материала подготовки, определяемая фильтрационным расчетом, м;

$Z_п^д$ – толщина подготовки, определяемая динамическим расчетом, м;

w – критическое ускорение грунта, $м/с^2$;

w_o – ускорение железобетонной плиты, $м/с^2$;

β_1 – коэффициент поглощения упругих волн грунтовой массы.

Расчет плотного потока

$\gamma'_{мин}$ - минимальная относительная плотность донного потока;

$\lambda_д, \lambda_к$ - коэффициенты сопротивления дна и поверхности соприкосновения донного потока с чистой водой;

q - погонный расход воды во входном створе водохранилища, $м^3/с\ м$;

H_1 - глубина водохранилища перед плотиной, м;

J'_0 - уклон дна водохранилища;

γ_1, γ - плотность донного потока и чистой воды, $кг/м^3$;

ρ_1 - мутность плотного потока, $кг/м^3$;

$h_п$ - высота плотного потока, м;

$\rho_{сб}$ - мутность сбросного потока, $кг/м^3$;

Z_i - расстояние от центра сбросного отверстия до поверхности плотного потока, м;

$Z_{пр.}$ - предельная высота всасывания плотного потока в сбросное отверстие, м.

I. ХАРАКТЕРИСТИКА ВОДОХРАНИЛИЩ

Средняя Азия является одной из основных зон орошаемого земледелия. Его эффективность непосредственно связана с водообеспеченностью, высокоэффективным использованием водных ресурсов.

В природе внутригодовое распределение речного стока не соответствует требованиям водопотребителей. Неравномерно распределен речной сток и по территории. Перераспределение его в соответствии с режимом водопотребления осуществляется водохранилищами.

Водохранилища позволяют быстрее решать проблемы развития сельского хозяйства, энергетики, коммунального и промышленного водоснабжения, рыбного хозяйства, рекреации и т.д.,благодаря наиболее полному и эффективному использованию с их помощью водных ресурсов.

Для годового стока среднеазиатских рек характерна цикличность чередования лет разной водообеспеченности. Так, в бассейне Амударьи маловодные годы наступают через 4-6 лет, а многоводные - через 6-I0 лет, Сырдарьи - 2-5 лет, а многоводные бывают единичными. Поэтому огромна роль водохранилищ в регулировании водных ресурсов во времени. Они позволяют повысить водообеспеченность в маловодные годы и в напряженный период вегетационных поливов.

Начало большим водохозяйственным работам в Средней Азии положил подписанный В.И.Лениным в I9I8 г. исторический декрет "Об ассигновании 50 млн.руб. на оросительные работы в Туркестане и об организации этих работ". Объем и темпы водохозяйственного строительства росли с каждым годом, особенно после Великой Отечественной войны (табл. I.I).

Таблица I.I

Динамика развития системы водохранилищ в Средней Азии

Показатель	До I9I8г.	I9I9-I940	I94I-I950	I95I-I960	I96I-I970	I97I-I980	I98I-I985
Количество водохранилищ	5	2	4	I7	2I	I9	7
Объем, млн.км^3	0,I72	0,I67	I,25	7,23	4,63	35,0	0,89
Нарастающим итогом	0,I7	0,34	I,59	8,82	I3,45	48,45	49,34

Классифицировать водохранилища принято по характеру регулирования, типу питания и основным морфометрическим параметрам. По характеру регулирования стока они подразделяются на сезонные и многолетнего регулирования, в зависимости от схемы использования речного стока - на русловые, наливные и смешанного питания.

Водохранилища Средней Азии отличаются от водохранилищ европейской части Советского Союза. Они в основном сезонного регулирования, и только такие крупные водохранилища, как Токтогульское и Андижанское осуществляют многолетнее регулирование стока. Из всех водохранилищ региона около 40 - русловые. Самые крупные русловые - Токтогульское, Нурекское, Чарвакское, Андижанское, Кайраккумское, наливные - Талимарджанское, Каттакурганское, Хаузханское.

Морфометрические параметры среднеазиатских водохранилищ самые разнообразные.

Все водохранилища по размерам / 3 / можно разделить на крупнейшие (с объемом более 50 км^3), очень крупные (50-I0), крупные (I0-I), средние (I-0,I), небольшие (0,I-0,0I) и малые (0,0I км^3). По общему объему в Средней Азии самые крупные Токтогульское, Нурекское водохранилища. Полный объем каждого из них больше I0 км^3. Крупные водохранилища - Кайраккумское, Чарвакское, Андижанское, Талимарджанское. К средним относятся 20 водохранилищ, к небольшим - 27 и к малым - 22 водохранилища.

По наибольшим глубинам / 3 / водохранилища классифицируются так: исключительно глубокие имеют наибольшую глубину более 200 м, очень глубокие - I0I-200, глубокие - 5I-I00, средней глубины - 2I-50, незначительной глубины - I0-20 и мелкие - I0 м.

К исключительно глубоким водохранилищам относятся Нурекское и Токтогульское, к очень глубоким - Чарвакское, Курпсайское, Папанское.

Различают водохранилища с малой глубиной сработки уровня / 3 / - менее I м, небольшой - I-3, средней - 4-I0, большой - II-30, очень большой - 3I-I00 и исключительно большой - более I00 м. Такие водохранилища, как Нурекское, Токтогульское, Чарвакское, имею очень большой уровень сработки (до I00 м).

Конфигурация водохранилищ Средней Азии не отличается большим разнообразием по сравнению с другими регионами. Русловые водохранилища всегда вытянуты вдоль русел, а форма наливных зависит от местных топографических условий.

Среднеазиатские водохранилища имеют очень высокую степень использования чаши, которая оценивается морфометрическим показателем $K_u = \frac{\text{полезный объем}}{\text{полный объем}}$ I00 %. Эта величина составляет в основном 80–97 %, и только у II водохранилищ этот показатель ниже 80 %. Так, у Чарвакского – 78 %, Южносурханского – 77, Токтогульского – 72, Кайраккумского – 62, Каттасайского – 6I, Учкызылского – 50, Нурекского – 42, Учкурганского – 40, Головного – I9 и Курпсайского – 9 %. Водохранилища с небольшим коэффициентом использования чаши, как правило, комплексного назначения и в большей степени используются в гидроэнергетике.

Использование речного стока водохранилищами характеризуется коэффициентом K_{uc}, равным отношению объема, доставляемого потребителям за год к среднемноголетней годовой приточности в водохранилище. У 46 водохранилищ он больше 0,80, в том числе у I8 водохранилищ $K_{uc} \leqslant I$. Следовательно, степень использования водных ресурсов среднеазиатскими водохранилищами очень высока.

Классифицируются водохранилища и по степени проточности, которая оценивается коэффициентом водообмена ($K_в$). Он представляет собой отношение объема, забираемого из водохранилища за год (годовой сток реки), к полному объему водохранилища. При исключительно большой водообменности $K_в$ = I0, очень большой – I0–4, большой – 4–2, средней – 2–I, небольшой – I–0,5 и малой – 0,5 / 3 /. У русловых водохранилищ Средней Азии Чарвакского $K_в$ = 3,3, Кайраккумского – 3,6, Нурекского – I,8 и Тедженского – 2,9. У водохранилищ многолетнего регулирования этот коэффициент ниже единицы, например, у Токтогульского 0,5I.

Описанные особенности среднеазиатских водохранилищ отражаются на режиме их работы. Он в основном одноактный: водохранилище наполняется с момента появления свободного стока в реке (с сентября–октября), а в июле–августе запасы воды срабатываются. Даты начала наполнения и сработки довольно близки для всех рассмотренных водохранилищ.

Наполнение производят даже в многоводные годы независимо от степени зарегулированности стока водохранилищем.

Максимальный темп наполнения и сработки на некоторых водохранилищах очень высок: на Кассансайском суточный подъем уровня достигал I72 см, а сработка – I74 см, на Ташкентском – соответственно I08 и I26 см, на Ортотокойском – 97 и I43 см.

Водохранилища региона отличаются высокими потерями из-за

испарения с водной поверхности. Месячный слой испарения с водной поверхности водохранилищ по среднемноголетним данным достигает 300 мм (Куюмазарское). Даже в апреле он равен 80-I00 мм, а в июле доходит на некоторых водохранилищах до 450 мм (Учкызылское). Когда водохранилище стоит наполненным, на испарение и фильтрацию теряется I5-20 % поступающего стока. Величина испарения зависит от климатических факторов, территориального расположения водохранилищ и от площади зеркала.

Условно все водохранилища можно разделить на расположенные в Туркмении и сходных по климатическим условиям районах; водохранилища средней полосы и расположенные в горной местности.

Ориентировочно суммарная приточность всех (I6) водохранилищ первой группы составляет I2,9 км^3, а испарение за год - I,3 км^3, что равно примерно I0 % от приточности. Во второй группе (3I водохранилище) испаряется примерно 3,5 % от суммарной приточности: испаряется 2,5 км^3, а суммарная приточность - 73 км^3. В третьей группе (28 водохранилищ) суммарная приточность равна 33,6 км^3, испарение - около 0,4 км^3, или примерно I %. Таким образом, из 75 водохранилищ теряется на испарение около 4,2 км^3 при суммарной приточности I20 км^3.

Столь большие потери на испарение связаны с тем, что большая часть водохранилищ расположена в районах, где в июле-августе температура воздуха 40-45^0, а верхнего слоя воды - 30-32^0.

Анализ материалов по испарению в I980-8I гг. с Чимкурганского, Каттакурганского, Кайраккумского, Ташкентского, Чарвакского, Куюмазарского, Южносурханского, Учкызылского водохранилищ, позволил установить зависимость среднемесячного слоя испарения с чаши от температуры воды (рис. I.I). Для этих водохранилищ в среднем с повышением температуры на 2^0, начиная с I8^0, слой испарения увеличивается на 20 мм, а с 24^0 - на 30-35 мм.

С повышением температуры воды и воздуха значительно возрастает слой испарения. Так, на Кайраккумском водохранилище при t воды 25^0 слой испарения равен I32 мм, 27,6^0 - I92 мм, т.е. температура воды повысилась всего на 2,6^0, а слой испарения увеличился на 60 мм. На Куюмазарском водохранилище повышение температуры воды на I^0 сопровождалось ростом слоя испарения на 53 мм.

Подъем температуры воды влияет не только на испарение, но и ухудшает качество воды.

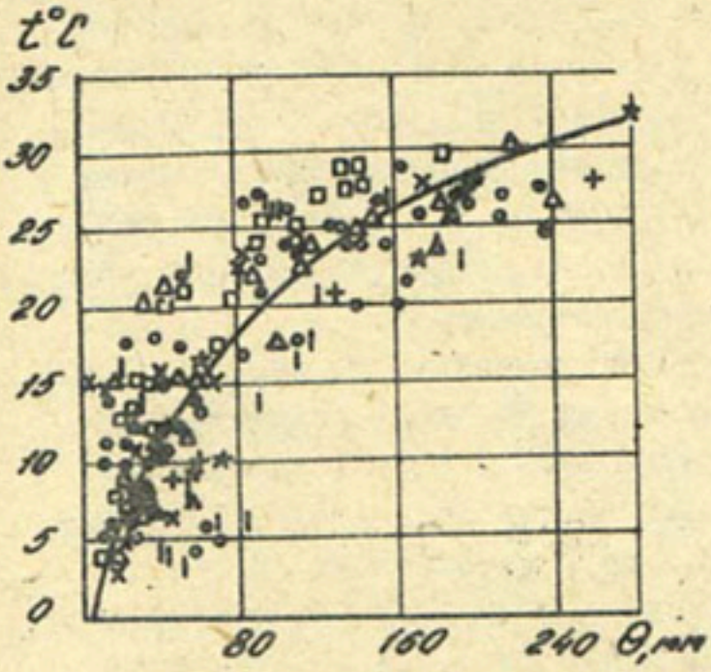


Рис.I.I. График зависимости слоя испарения от температуры воды в водохранилищах:

○ – Чимкурганском; ● – Кайраккумском; × – Каттакурганском; △ – Куюмазарском; □ – Ташкентском; | – Чарвакском; + – Южно-Сурханском; ★ – Учкызылском

Для водохранилищ региона характерно интенсивное заиление и занесение чаши. Причем фактический ход отложения наносов интенсивнее проектного. Так, Фархадское водохранилище заилилось на 95 % за IO лет эксплуатации вместо 20 лет по проекту. Колхозбентское за I8 лет заилилось полностью, Иолотанское – потеряло 75 % емкости, Ташкентское – 66 %. По проектам, заиление мертвого объема в 50 млн м^3 Чимкурганского водохранилища должно произойти за 42 года. Фактически за 22 года эксплуатации заиление составило 69 млн м^3, при этом 58 % объема заиления приходится на полезный объем. Заиление мертвого объема (IO млн м^3) Пачкамарского водохранилища произошло за 5 лет вместо 25 по проекту. Южно-Сурханское водохранилище заиляется вдвое интенсивнее, чем предусматривалось проектом, причем на долю заиления полезного объема приходится 73 % объема отложенных наносов.

К отложениям наносов существенно добавляется объем переработки берегов ветровыми волнами. В результате только по 30 водохранилищам Средней Азии объем отложившихся наносов составил 3 км^3. При средневзвешенной по объему стоимости I м^3 емкости (по 70 водохранилищам), равной 0,I0 руб., для восстановления потерянной емкости требуется затратить 300 млн руб. Если еще учесть, что на поля не поступили илистые и глинистые частицы, а это увеличило на I0–I5 % потери на фильтрацию, ущерб намного увеличится.

Интенсивное заиление наблюдается почти на всех водохранилищах и объясняется влиянием гидрологических, гидротехнических, геоморфологических, климатических, эксплуатационных и других

факторов.

Расхождение фактического и проектного объемов заиления надо отнести за счет недостаточной достоверности исходных данных, применения различных методов расчета, не полно отражающих сущность явления заиления, а также не учитывающих переработку берегов.

Влияние переработки берегов на сокращение объема рассмотрим на примере Ташкентского водохранилища, берега которого в основном сложены из легкоразмываемых грунтов. Общая длина береговой линии 33 км, а 17 из них наблюдается интенсивная переработка берегов. Наполнение этого водохранилища началось в 1959 г. Среднемноголетний сток взвешенных наносов 1,12 млн $м^3$. Следовательно, за период 1959-1978 гг. при полном отложении наносов объем заиления составил $29,1 \cdot 10^6$ $м^3$, а с учетом донных наносов - $32 \cdot 10^6$ $м^3$. Фактически по съемке чаши он в 1978 г. был равен $58,8 \cdot 10^6$ $м^3$, из них на переработку берегов приходилось $26,8 \cdot 10^6$ $м^3$, или 45,6 %.

Интенсивная переработка берегов наблюдается в первые годы эксплуатации водохранилища, затем она несколько снижается, но полностью не прекращается. Этот процесс наблюдается на Кайраккумском, Южносурханском, Нурекском, Чимкурганском, Ташкентском и других водохранилищах.

К сожалению, не на всех водохранилищах ведутся наблюдения за процессом заиления для определения запаса воды и гарантированного удовлетворения потребностей народного хозяйства.

По имеющимся данным только по 30 водохранилищам суммарный объем заиления составляет 3,2 $км^3$. В процессе заиления сокращается и полезный объем. Так, у Южносурханского водохранилища он заилился на 70 %.

Полезный объем водохранилищ теряется и за счет зарастания чаши. К примеру, площадь зеркала Кайраккумского водохранилища, равная 513 $км^2$, примерно на 140 $км^2$ покрыта растениями. В результате возросли потери на испарение из-за транспирации и потерян объем, занимаемый растениями.

Для водохранилищ региона характерен сильный ветровой режим. Он имеет очень большое значение при расчетах переработки берегов, надежности крепления верхового откоса. Причем топографические условия (особенно в горах) таковы, что даже на небольших расстояниях (5-10 км) наблюдается значительная разница в ветро-

вом режиме. На каждом водохранилище необходимы натурные исследования для выявления корреляционной связи с данными ближайшей метеостанции и определения расчетной скорости ветра и высоты волны.

Собственные водные ресурсы Средней Азии к 1990 г. будут практически полностью исчерпаны / 115 /. Предельная водоотдача всех рек региона при этом составит 104 км^3, объем стока, гарантированного к использованию в народном хозяйстве - 91.3 км^3 (табл. I.2).

Таблица I.2

Характеристика среднеазиатского региона по водообеспеченности и зарегулированности стока водохранилищами / 115 /

Бассейн	Объем водохранилищ, сток реки, км^3	По паспортам на I/I-85 г.	Перспектива (1990 г.)	
			Предельная водоотдача рек	Сток, гарантированный к использованию
Амударьи	Полезный объем	11,4	21,1	-
	Полный объем	18,2	-	-
	Среднемноголетний речной сток	79,5	65,9	56,7
Сырдарьи	Полезный объем	21,4	26,3	-
	Полный объем	29,9	-	-
	Среднемноголетний речной сток	37,2	33,2	29,6
Бессточных рек	Полезный объем	1,09	2,1	-
	Полный объем	1,12	-	-
	Среднемноголетний речной сток	10,2	5,1	5,0
Всего по Средней Азии	Полезный объем	33,9	49,5	-
	Полный объем	49,2	-	-
	Среднемноголетний речной сток	126,9	104,2	91,8

Полезный объем водохранилищ бассейна Амударьи с учетом Тюямуюнского (полный объем - 7,8 км^3, полезный - 5,3 км^3) и Рогунского (полный объем - 11,8 км^3, полезный - 8,6 км^3) будет равен 25,3 км^3, а полный - 37,8 км^3. Зарегулированность бассейна Сырдарьи будет полной, а всех среднеазиатских рек - 75 %.

Таким образом, Средняя Азия характеризуется высокой зарегулированностью речного стока, а водохранилища - высокой степенью использования чаши, высоким коэффициентом водообмена, большой глубиной сработки, высокой интенсивностью заиления, переработки берегов, большими потерями на испарение, на зарастание и т.д. Поэтому необходимы специальнне меры, чтобы сохранить регулирующую емкость водохранилищ. Однако не менее важно правильно спроектировать водохранилища. Для этого требуются совершенные методы расчета параметров и срока службы водохранилищ, использование рекомендаций, направленных на увеличение продолжительности их работы и улучшение условий эксплуатации.

2. ОСНОВНЫЕ УСЛОВИЯ НАДЕЖНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ ВОДОХРАНИЛИЩ

Основное назначение водохранилищ состоит в том, чтобы повысить водообеспеченность оросительных систем путем аккумуляции и перераспределения стока воды.

Степень зарегулированности водоисточника постоянно изменяется в зависимости от продолжительности работы водохранилища и условий работы всех сооружений гидроузла.

Эксплуатация водохранилищ должна быть организована так, чтобы сберечь и экономно использовать каждый кубометр воды и в то же время удовлетворять потребности народного хозяйства.

Режим работы водохранилищ должен обеспечивать:

выполнение государственного плана по созданию запасов воды;

нормальные условия эксплуатации, безопасность сооружений;

минимальное заиление чаши, транспортирование в нижний бьеф наносов;

сокращение потерь на испарение и фильтрацию, предотвращение затопления и подтопления земель, прилегающих к водохранилищу;

санитарные нормы состояния чаши и качества воды;

продление срока службы водохранилищ.

Срок службы водохранилищ зависит, как говорилось выше, от ряда факторов. Главными из них являются речные наносы, которые, откладываясь в чаше водохранилища, сокращают как мертвый, так и полезный объем. Второй такой фактор - переработка берегов ветровыми волнами. Весьма интенсивно она протекает в первые годы, затем уменьшается. Переработка берегов в основном ведет к сокращению полезного объема. И, наконец, песок и пыль, приносимые ветром, могут составить примерно от 3 до 6 % годового объема наносов в водохранилище.

Поэтому для обеспечения длительной эффективной эксплуатации водохранилищ требуется постоянно снижать влияние рассмотренных факторов.

Борьбу с заилением чаши водохранилищ следует вести путем пониженного уровенного режима, создающего повышенную проточность, и удаления осевших наносов с помощью специального устройства, а также путем сброса части взвешенных наносов донными (плотными) потоками.

Для сокращения переработки берегов надо применять рекомендуемые сооружения и устройства. Уменьшения испарения с водной поверхности водохранилищ можно добиться понижением температуры верхнего слоя воды путем сброса теплого прогретого слоя с

помощью специального устройства. Фильтрационные потери в чаше водохранилища, каналах и на полях орошения сокращаются подачей в оросительную сеть мутной воды.

Для восстановления потерянного объема водохранилищ от заиления и переработки берегов лучше наращивать плотины, устраивать парапеты и т.п.

Надежность работы водохранилища обеспечивается:

статистической устойчивостью тела плотины и его откосов при сейсмических колебаниях и осадках;

достаточной прочностью и устойчивостью крепления напорного откоса при воздействии волновой нагрузки с допустимой контактной фильтрацией и отсутствием суффозии при снижении уровня воды в водохранилище;

вибрационной устойчивостью грунта тела плотины, расположенного под подготовкой крепления при динамическом воздействии волн на напорный откос;

устойчивостью низового откоса при воздействии фильтрационного потока без образования выпора, суффозии, большого фильтрационного расхода и высокого расположения выхода;

правильным режимом сифонных автоматов уровня верхнего бьефа и достаточной их пропускной способностью;

оптимальным режимом эксплуатации водовыпусков и водосбросов без захвата воздуха на входе, без образования гидравлического прыжка внутри безнапорной части труб при малых напорах, без кавитации и при достаточной пропускной способности;

надежной работой затворов, контрольно-измерительных приборов, связи и транспорта;

волноустойчивостью откосов берегов водохранилищ.

Чтобы сохранять устойчивость плотин, дамб и других сооружений надо систематически вести наблюдения за кривой депрессии в теле плотины, мутностью дренажных вод, их количеством, осадкой плотины и других сооружений, образованием трещин в плотине, за состоянием крепления откосов плотины и дамб обвалования, своевременно проводить профилактический, текущий и капитальный ремонты всех сооружений.

Оптимальный режим работы водохранилищ возможен только при выполнении следующих условий:

режим наполнения и сработки рассматривать только в каскаде водохранилищ, заполнять в первую очередь верховые водохранилища,

расположенные в зоне прохладного климата, в целях сокращения испарения;

наполнять и опорожнять водохранилище, соблюдая допустимые скорости изменения уровня воды с целью недопущения оползней и разрушения сооружений ;

предусматривать в проектах возможность полной сработки мертвого объема водохранилища в случае необходимости;

предусматривать в плотинах донные водосбросные сооружения, которые позволят использовать специальное устройство по сработке только теплого поверхностного слоя воды для уменьшения испарения и сокращения вредного влияния на сельхозкультуры полива холодной водой.

Для эффективной эксплуатации водохранилища надо обеспечить квалифицированными кадрами, создать нормальные бытовые условия для жизни эксплуатационного персонала, организовать регулярное повышение квалификации штата. Обслуживающий персонал должен вести регулярные наблюдения за уровнем и расходом водотока и наполнением водохранилища, оперативное управление техническими устройствами, тщательно и своевременно оформлять техническую документацию, составлять ежегодные отчеты с анализом режима работы водохранилища и состояния сооружений. От квалификации и трудовой активности коллектива зависит и дальнейшее совершенствование технической эксплуатации водохранилищ путем внедрения достижений науки и передового опыта.

Очень важно соблюдать весь комплекс мер по технике безопасности, иметь у плотины необходимое количество аварийных строительных материалов, обеспечивать добросовестную охрану сооружений водохранилища.

Одновременно надо выполнять мероприятия по охране окружающей среды: удалять различные захоронения из зоны затопления, добиваться уменьшения затопления и подтопления путем строительства дамб обвалования и дренажа, ставить очистные устройства на пути всех сбросов различных производств и поверхностного стока в водохранилища, поддерживать санитарное состояние водоема и окружающей территории.

3. РАСЧЕТ ЗАИЛЕНИЯ ВОДОХРАНИЛИЩ

Водохранилище как источник орошения открытых оросительных систем играет важную роль в водообеспеченности земель. Гарантированный период запланированного режима водоподачи определяется сроком его заиления. Оно заключается в отложении взвешенных и донных наносов. Но так как взвешенные наносы составляют основную долю (90-95 %) твердого стока, то процесс называется заилением. Донные наносы на протяжении всего периода заиления откладываются полностью, и их объем обычно включают в общий сток наносов. Отдельно процесс отложения донных наносов (занесение) в этом случае не рассматривается.

Отложение наносов в верхнем бьефе на определенном этапе заиления настолько сокращает полезную регулирующую емкость водохранилищ, что приводит к нарушению запланированного режима работы водоисточника и ухудшает режим работы оросительных систем. Поэтому прогноз сроков заиления необходим для определения параметров водохранилища и плотины, своевременной разработки экономически целесообразных режимов эксплуатации и мероприятий по уменьшению наносных отложений и восстановлению потерянной из-за наносов емкости водохранилища, а также для определения зон интенсивного выпадения мельчайших наносов и удаления их с помощью специальных устройств.

Заиление водохранилищ имеет две стадии. При первой из них происходит полное отложение в верхнем бьефе всех поступающих наносов. На второй - наблюдается отложение наносов с затухающей интенсивностью. Сбросная мутность при этом постепенно возрастает и в конце заиления близка к бытовой.

По режиму работы все гидроузлы подразделяются на подпертые бьефы и водохранилища. Для первых характерен стационарный уровневый режим, а для водохранилищ - переменный.

Методы расчета заиления разработаны только для стационарного уровня. В случае необходимости учета сработки уровней при расчетах заиления принимаются поэтапно параметры водохранилища, соответствующие разным уровням сработки.

Учет сработки уровня воды для больших водохранилищ не вносит существенных корректив в определение сроков их заиления, так как отложенные за длительную первую стадию наносы, только перераспределяются по длине бьефа без выноса их в нижний бьеф из-за

больших объемов водохранилищ при сниженных уровнях воды. Поэтому в ряде случаев расчет выполняется для объема водохранилища при нормально подпертом уровне.

Существует большое количество методов расчета заиления, которые можно подразделить на балансовые и основанные на эмпирических формулах.

Первая группа методов использует различные уравнения баланса наносов.

Уравнение $$\frac{\partial \rho}{\partial \ell} + \gamma' B \frac{\partial Z}{\partial t} = 0 \qquad (3.1)$$

используют И.И.Леви / 88 / и др.

Ряд исследователей / 57, 58 / и др. используют (3.1) в виде конечных разностей

$$(P_1 - P_2)\Delta t = (Z_1 - Z_2)\Delta \ell \gamma' B \ . \qquad (3.2)$$

Принимая $\frac{P_1}{\gamma'} = P_i' \ ; \ \frac{P_2}{\gamma'} = P_i'' \ ; \ (Z_1 - Z_2)\Delta \ell \cdot B = dW_3$

можно представить так: $$dW_3 = (P_i' - P_i'')dt \ . \qquad (3.3)$$

Уравнение баланса в виде (3.3) используется В.С. Лапшенковым / 83, с. 104 /, И.А.Шнеером / 162, с. 44 / и др.

Латипов К.Ш. / 85 / пользуется системой дифференциальных уравнений Х.А.Рахматулина, описывающих движение многофазных потоков.

Отличаются существующие методы тем, что для расчета наносов используются различные формулы вида $\rho = f(q, h, v)$ или $\rho = f(v, h, U)$. Ряд авторов при выводе расчетных формул дополнительно прибегают к уравнениям движения потока и постоянства расхода воды. Несколько отличается метод С.Т.Алтунина и И.А.Бузунова / 10 /. Он основан на вычислении параметров устойчивого русла, в котором транспортируется заданная нагрузка потока наносами определенной крупности, принимаемая из графика $\rho = f(U)$. Разность между объемами водохранилища и устойчивых русел принимается за объем заиления. Сток наносов для каждого этапа определяется с учетом части наносов, поступающих в

нижний бьеф.

Ко второй группе методов расчета заиления относятся формулы Тейлора, Орта, Г.И.Шамова.

Следует отметить, что базирующиеся на уравнениях (3.I) и (3.2) методы прогноза принимают гидравлические элементы русла на участках неизменными в течение расчетного интервала времени, что снижает точность расчетов. Интервалы времени при этом следует принимать такими, чтобы высота отложений не превышала I0-I5 % расчетной глубины бьефа, что приводит к громоздким вычислениям. Положительной стороной указанных методов является то, что они позволяют получить детальную картину процесса заиления и учесть как период полного отложения наносов в бьефе, так и этап возрастающего выноса наносов в нижний бьеф. Методы, основанные на выражении (3.3) и эмпирических зависимостях, имеют определенный предел применимости, так как формулы экспоненциального или показательного вида дают по расчету возрастающий вынос наносов уже в начальный период работы гидроузла.

За рубежом изучено изменение наносоудерживающей способности водоемов от различных критериев / I64 и др. /. Но, к сожалению, там использованы в одних случаях данные по заилению прудов, в других - водохранилищ. Поэтому получены несогласующиеся результаты.

Все возможные случаи заиления верхних бьефов гидроузлов и водохранилищ можно отнести к той или иной из трех расчетных схем отложения наносов в зависимости от интенсивности процесса.

К первой схеме относятся верхние бьефы, в которых с начала эксплуатации наблюдается возрастающий вынос наносов в нижний бьеф по мере заиления верхнего бьефа (только вторая стадия заиления). Вторая схема характерна для водохранилищ, в которых имеется как первая, так и вторая стадия заиления. По третьей схеме ведется расчет для водохранилищ, в которых период возрастающего выноса наносов мал по сравнению с общим временем заиления, и им можно пренебречь, т.е. только первая стадия заиления.

Интенсивность заиления бьефов характеризуется степенью осветления $\mathcal{E}$ (доля наносов, задерживаемых верхним бьефом), которая зависит от емкости бьефа, расхода воды, фракционного состава наносов и мутности потока. Зависимость степени осветления от указанных четырех основных факторов может быть получена в результате следующих рассуждений. Известно, что в бытовом состоянии или в устойчивых самоформирующихся руслах поток транс-

портирует все частицы взвешенных наносов. Гидравлические элементы такого русла могут быть определены по формулам С.Т.Алтунина и И.А.Бузунова, которые учитывают расход воды, мутность потока и гидравлическую крупность частиц. Площадь поперечного сечения такого русла, умноженная на длину участка подпора, дает объем русла W_p , в котором поток транспортирует все фракции взвешенных наносов.

Первоначальная емкость бьефа $W_н$ включает объем русла, по которому в бытовом состоянии потоком транспортируются все частицы взвешенных наносов. При отсутствии подпора объем бьефа равен объему этого русла, почему степень осветления в этом случае равна нулю. В результате полного заиления свободная от отложений емкость бьефа также равна объему русла, по которому взвешенные наносы полностью выносятся в нижний бьеф. Таким образом, при объеме бьефа $W_н$, равном объему русла W_p , т.е. при $W_p / W_н = 1$, степень осветления $\mathcal{E} = 0$. В тех случаях, когда $W_н > W_p$, $(W_p / W_н) < 1$ и степень осветления $\mathcal{E} > 0$. Следовательно,

$$\mathcal{E} = f(W_p / W_н). \qquad (3.4)$$

Для выявления вида зависимости $f(W_p / W_н)$ в выражении (3.4) использованы имеющиеся натурные и лабораторные данные (рис. 3.1). Согласно этому рисунку, всю область изменения степени осветления можно разделить на две зоны. В первой зоне степень осветления остается постоянной и практически равной $\mathcal{E} = 1{,}0$, во второй - она по мере увеличения $W_p / W_н$ уменьшается от 1 до 0.

Очевидно, что первой зоне соответствует первая стадия заиления, охватывающая период времени, в течение которого происходит полное осаждение наносов в бьефе. При этом с увеличением объема заиления $W_p / W_н$ увеличивается и приближается к пределу $W_p / W_н = 0{,}12$. Однако степень осветления потока остается постоянной и равной единице для всех значений $(W_p / W_н) < 0{,}12$, что и выражается условием: $\mathcal{E} = 1 = const$. Следовательно, в первой стадии степень осветления не зависит от объема аккумулируемых в бьефе наносов.

Возможность продолжительного полного выпадения наносов в бьефе впервые была показана И.И.Леви / 88 /. Дальнейшему увели-

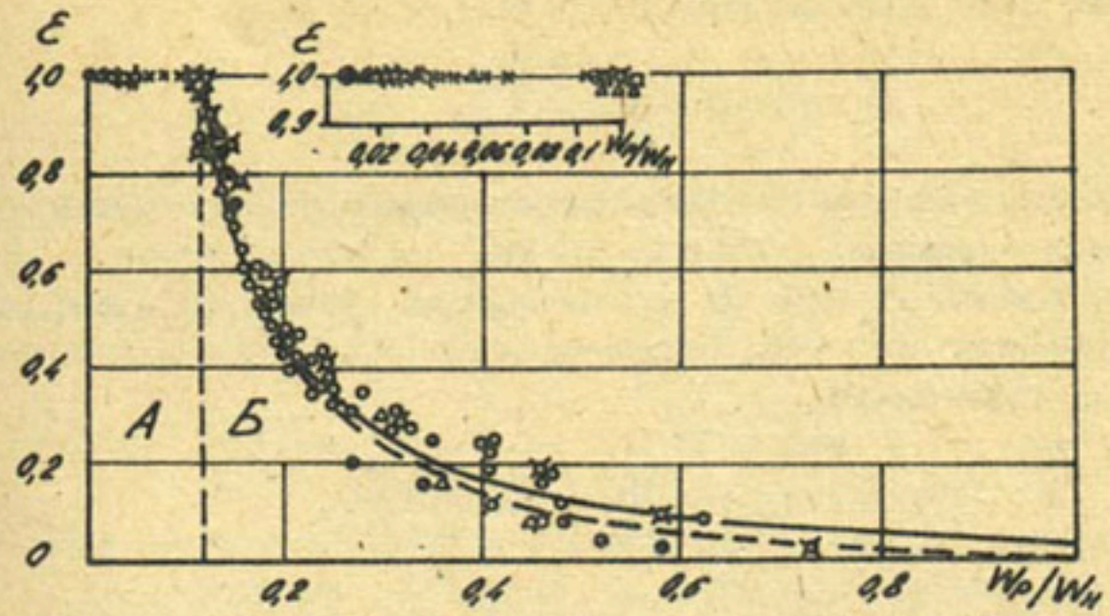


Рис. 3.I. График зависимости степени осветления потока в верхних бьефах гидроузлов и водохранилищ от отношения $W_р / W_н$: А – I зона; Б – П зона;
Δ – Фархадский бьеф I949 г.; ◑ – I95I г.; ⌀ – I952 г.;
⌘ – Хинраусский бьеф I958 г.; ○ – лабораторные данные (прямолинейный лоток): ● – Кайраккумское водохранилище;
▲ – Ташкепринское водохранилище (с I939 по I96I г.);
◔ – Тедженское (I950–I959 гг.); □ – Бозсуйский бьеф;
× – лабораторный бьеф № I; ♀ – Остин новое (США);
—— – по формуле (3.6); – – – – по зависимости (3.7)

чению отношения $W_р / W_н$ от 0,I2 до I,0 соответствует изменение ε от I,0 до 0 и, следовательно, вторая стадия заиления характеризуется уменьшением степени осветления с увеличением объема аккумулированных наносов. Показателем, или критерием перехода от первой стадии ко второй, является $W_р / W_н = 0,I2$.

Согласно этому критерию, если начальная емкость водохранилища удовлетворяет условию

$$W_н' \leq \frac{W_р}{0,12} = 8,33\, W_р ,$$

то процесс его заиления ограничивается только второй стадией. Если $W_н' > 8,33\, W_р$, то процесс заиления будет протекать сначала по первой, а затем по второй стадии. Это должно быть соответствующе отражено в методике расчета.

Изменение степени осветления во второй зоне по некоторой

кривой может быть описано уравнением / I42 /

$$\mathcal{E} = 0{,}041 \left(\frac{W_p}{W_H}\right)^{-1{,}5} , \qquad (3.6)$$

параметры которого получены методом наименьших квадратов. Поэтому уравнение (3.6) при $W_p / W_H = I$ дает значение $\mathcal{E} = 0{,}04$ вместо $\mathcal{E} = 0$. Но это отклонение вполне допустимо для практических расчетов. Однако формулу (3.6) можно представить в виде зависимости

$$\mathcal{E} = 0{,}041 \left[\left(\frac{W_p}{W_H}\right)^{-1{,}5} - \frac{W_p}{W_H}\right] , \qquad (3.7)$$

которая при $W_p / W_H = I$ дает $\mathcal{E} = 0$. Формулы (3.6) и (3.7) при $\mathcal{E} = I{,}0$ дают значение $W_p / W_H = 0{,}II87 \cong 0{,}I2$. Полученные зависимости необходимы для расчета заиления водохранилищ.

Основой расчетных формул предлагаемого метода является уравнение баланса наносов

$$dW_3 = \mathcal{E} P_i \, dt . \qquad (3.8)$$

Для первой стадии заиления $\mathcal{E} = I{,}0$ и согласно (3.8) имеем

$$W_3' = \int_0^t P_i \, dt = t_1 G_0 . \qquad (3.9)$$

Откуда

$$t_1 = \frac{W_3'}{G_0} . \qquad (3.I0)$$

Объем заиления на первой стадии можно определить как разность полного объема водохранилища W_H и емкости W_H', по выражению (3.7), начиная с которой будет наблюдаться только вторая стадия заиления, т.е.

$$W_3' = W_H - W_H' = W_H - 8{,}33 W_p . \qquad (3.II)$$

По существующей методике, средний за период первой стадии ежегодный объем деформации надводной части берегов водохранилищ составит G_a'. Тогда формула (3.I0) примет вид / I33 /

$$t_1 = \frac{W_H - 8{,}33\,W_p}{G_0 + G'_a} \quad . \qquad (3.12)$$

При расчетах заиления с учетом цикличности колебаний стока (3.12) можно заменить

$$W_3 = \sum_0^{t_1} G_i + t_1 G'_a \quad , \qquad (3.13)$$

где $\sum_0^{t_1} G_i$ - суммарный сток наносов за период t_1, определяемый согласно принятым расчетным циклам.

Расчетный цикл выбирается приближенно по графику изменения стока наносов по годам наблюдений при условии включения мало-, средне- и многоводных лет. Продолжительность циклов обычно изменяется от 10 до 14 лет и устанавливается для каждой реки отдельно. Последний, неполный цикл, известный на момент проектирования, доводится до полного по аналогии с имеющимися циклами. Допускается, что последующие циклы будут аналогичны известным, и расчет заиления начинают с предполагаемого года вступления гидроузла в эксплуатацию.

Для водохранилищ, заиляющихся в две стадии, после первой стадии заиления наступит вторая стадия, при оставшейся свободной емкости W'_H. По мере заиления эта емкость уменьшается, но за счет распространения кривой подпора вверх по течению возможно приращение некоторой емкости W_2. Первоначальная емкость второй стадии примет значение $W'_H - W''_3 + W_2$. Однако в большинстве случаев незаиленными остаются мелководья и зоны, заросшие тростником, и поэтому приращением объема можно пренебречь.

Формулу (3.6) для второй стадии заиления запишем в виде

$$\mathcal{E} = 0{,}041 \left(\frac{W_p}{W'_H - W_3}\right)^{-1{,}5} \quad . \qquad (3.14)$$

Подставив (3.6) в (3.13), разделив переменные и проинтегрировав, получим

$$\int \frac{dW_3}{(W'_H - W''_3)^{1{,}5}} + C = \frac{0{,}041}{W_p^{1{,}5}} \int_0^t P_i\, dt \quad .$$

Откуда

$$\frac{2}{(W'_H - W''_3)^{0{,}5}} + C = \frac{0{,}041}{W_p^{1{,}5}} \int_0^t P_i\, dt \quad . \qquad (3.15)$$

Определим значение постоянной C из начальных условий: $t = 0$, $W_3'' = 0$. С учетом полученной постоянной имеем

$$\int_0^t P_i\,dt = 48{,}8\,W_p^{1.5}\left(\frac{1}{\sqrt{W_H' - W_3''}} - \frac{1}{\sqrt{W_H'}}\right). \qquad (3.16)$$

Интеграл левой части (3.16) означает поступление наносов в верхний бьеф за время t, и при выражении t в годах может быть заменен суммой годовых стоков наносов

$$\int_0^t P_i\,dt = \sum_0^t G_i. \qquad (3.17)$$

Если в расчет принять среднемноголетний приток наносов, то левая часть представится в виде

$$\int_0^t P_i\,dt = t_2 G_0 \qquad (3.18)$$

Обычно G_0 принимается как сток наносов для среднемноголетнего года. С учетом (3.18) выражение (3.16) можно переписать так:

$$t_2 = \frac{48{,}8\,W_p^{1.5}}{G_0}\left(\frac{1}{\sqrt{W_H' - W_3''}} - \frac{1}{\sqrt{W_H'}}\right), \qquad (3.19)$$

или для расчета объемов отложений

$$W_3'' = W_H' - \frac{1}{\left(\frac{t_2 G_0}{48{,}8\,W_p^{1.5}} + \frac{1}{\sqrt{W_H'}}\right)^2}. \qquad (3.20)$$

С учетом (3.17) формулу (3.16) можно записать в виде

$$W_3 = W_H' - \frac{1}{\left(\frac{1}{48{,}8\,W_p^{1.5}}\sum_0^{t_2} G_i + \frac{1}{\sqrt{W_H'}}\right)^2}. \qquad (3.21)$$

Если первая стадия имеет небольшую продолжительность и переработка берегов будет наблюдаться и во второй стадии заиления, то расчет заиления рекомендуется производить по формуле / 133 /

$$W_3'' = W_H' - \sum_0^{t_2} G_a'' - \frac{1}{\left(\frac{1}{48{,}8\, W_p^{1,5}} \sum_0^{t_2} G + \frac{1}{\sqrt{W_H' - \sum_0^{t_2} G_a''}}\right)^2} , \quad (3.22)$$

где G_a'' - годовой объем переработки берегов для периода второй стадии заиления.

В случае учета приращения объема верхнего бьефа за счет изменения кривой подпора вместо W_H' принимается объем $W_H' + W_2$. Результаты расчетов первой и второй стадий суммируем, т.е.

$$T = t_1 + t_2 ; \quad W_3 = W_3' + W_3'' .$$

Если объем $W_H' = 8{,}33\, W_p$ мал и составляет 5-6 % от W_H, то расчетом второй стадии можно пренебречь. Продолжительность заиления в этом случае следует определять по выражению

$$T = W_H / G_0 , \quad (3.23)$$

избегая громоздких вычислений.

Объем устойчивого русла, которое сформируется к концу заиления, можно определить по зависимостям С.Т.Алтунина или по предлагаемой формуле

$$W_p = \frac{Q_n}{V_p} \cdot \mathcal{L}_H . \quad (3.24)$$

Входящая в эту зависимость средняя скорость потока при условии транспортирования всех фракций взвешенных наносов, согласно вычислениям поперечных сечений по формулам С.Т.Алтунина при различных расходах воды, для рек Средней Азии колеблется в пределах V_p = I,0 - I,2 м/с. Эти значения скоростей могут быть использованы при вычислении W_p по (3.24).

Для того, чтобы наглядно показать преимущество предлагаемого метода, необходимо установить условия применения некоторых существующих рекомендаций по расчету заиления водохранилищ.

Степень осветления до конца первой стадии заиления не зависит от объема аккумулируемых наносов в бьефе и остается почти постоянной, что выражается горизонтальной прямой графиков (рис. 3.2). Затем, с началом второй стадии заиления степень осветления начинает зависеть от объема наносов, отложившихся в бьефе. Это выражается наклонной прямой общего вида / I29 /

$$\mathcal{E} = \mathcal{E}' - K \frac{W_3}{W_0} . \quad (3.25)$$

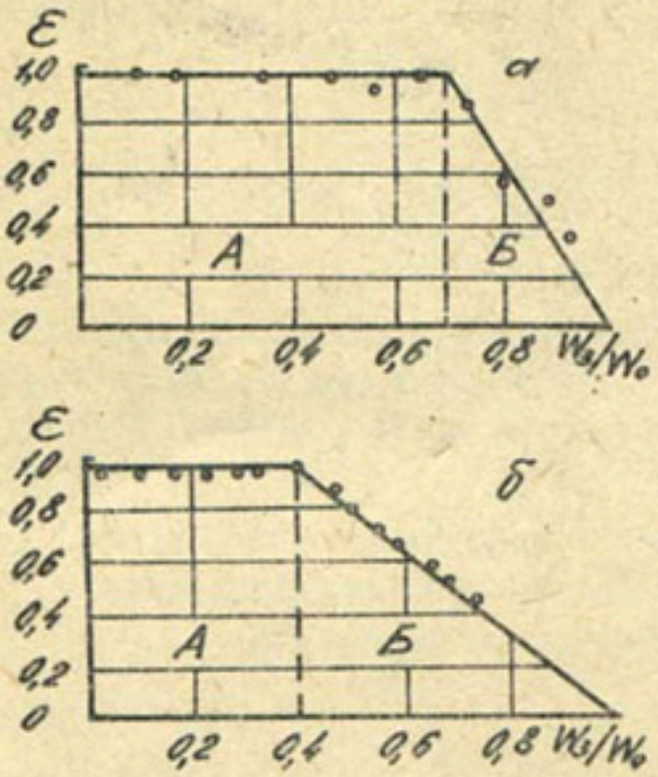


Рис. 3.2. Графики зависимости степени осветления от W_3 / W_0 лабораторных подпертых бьефов:
а – бьеф № I; б – бьеф № 2;
А – I зона; Б – II зона

Из граничных условий $W_3 = W_0$ и $\varepsilon = 0$ получим $K = \varepsilon'$, и тогда выражение (3.25) примет вид

$$\varepsilon = \varepsilon' \left(1 - \frac{W_3}{W_0}\right) . \quad (3.26)$$

Оно получено ранее В.С.Лапшенковым несколько иным путем.

Из анализа выражения (3.26) видно, что, как только начнется заиление верхнего бьефа ($W_3 > 0$), степень осветления станет уменьшаться по сравнению с ε' . Это равносильно возрастающему выносу наносов в нижний бьеф и отвечает условиям только второй стадии заиления.

Решив (3.26) с (3.8) и проинтегрировав полученное выражение, будем иметь / I29 /

$$-\ln (W_0 - W_3) + \ln C = \frac{t}{E} . \quad (3.27)$$

Откуда

$$Ce^{-\frac{t}{E}} = W_0 - W_3 . \quad (3.28)$$

С учетом граничных условий $t = 0$, $W_3 = 0$, $C = W_0$ из выражения (3.28) приходим к формуле В.С.Лапшенкова

$$W_3 = W_0 \left(1 - e^{-\frac{t}{E}}\right) . \quad (3.29)$$

Однако, очевидно, что зависимостью (3.29) можно пользоваться только при расчетах второй стадии заиления бьефов, так как при выводе уравнения использовалась формула (3.26), справедливая лишь для бьефов, заиляющихся по закономерностям второй стадии.

Выражение (3.29) является теоретическим обоснованием формулы Г.И.Шамова

$$W_3 = W_0 \left(1 - a^t\right) , \quad (3.30)$$

которая применима также только для бьефов, заиляющихся по второй стадии.

Существование двух стадий заиления признает В.С.Лапшенков и отмечает: "уравнение (3.29) можно применять только в той части водохранилища, где наносы отлагаются с начала отсчета времени. В оставшуюся часть водохранилища наносы транспортируются потоком через некоторое время" / 84, с. 61 /. В последующих работах он условия применения (3.29) не указывает, хотя описывает процесс заиления Хиндуского водохранилища в две стадии / 83, с. 189 /.

Только учет стадий заиления при расчете водохранилищ дает возможность правильно их спроектировать. Однако на практике наблюдается использование при проектировании водохранилищ метода Брюне / 164 /, основанного на исследовании прудов.

Для оценки наносоудерживающей способности прудов (*ponded reservoirs*) Брюне использовал критерий относительной емкости, представляющий собой отношение объема пруда W к среднегодовому стоку воды в ручье или реке $W_{ст}$. Он построил график по данным 44 прудовых водоемов. А.В.Караушевым установлена теоретическая зависимость доли отложения наносов в водоемах /56, с.101/

$$\mathcal{E} = 1-(1-\tilde{W})e^{-\frac{\Psi\tilde{W}}{1-W}}, \qquad (3.31)$$

где $\tilde{W} = W/W_{ст}$. Она хорошо совпадает с эмпирическими кривыми Брюне только при $\Psi = 35$ (рис. 3.8). На этом рисунке натурные данные по изменению степени осветления различных водохранилищ, включая и водохранилища США, существенно отличаются от кривых Брюне.

Кривая Брюне без обоснования натурными данными отечественных водохранилищ положена в основу методики расчета горных водохранилищ / 78 /. По этой методике для расчета первой стадии заиления рекомендуется формула

$$t_1 = \frac{W-0{,}2\,W_{ст}}{G_0} . \qquad (3.32)$$

По ней объем бьефа к началу второй стадии, равный $0{,}2\,W_{ст}$ (пятая часть годового жидкого стока реки), будет значительно превышать начальные объемы почти всех существующих водохранилищ у нас в стране и за рубежом. В этом случае в формуле (3.32)

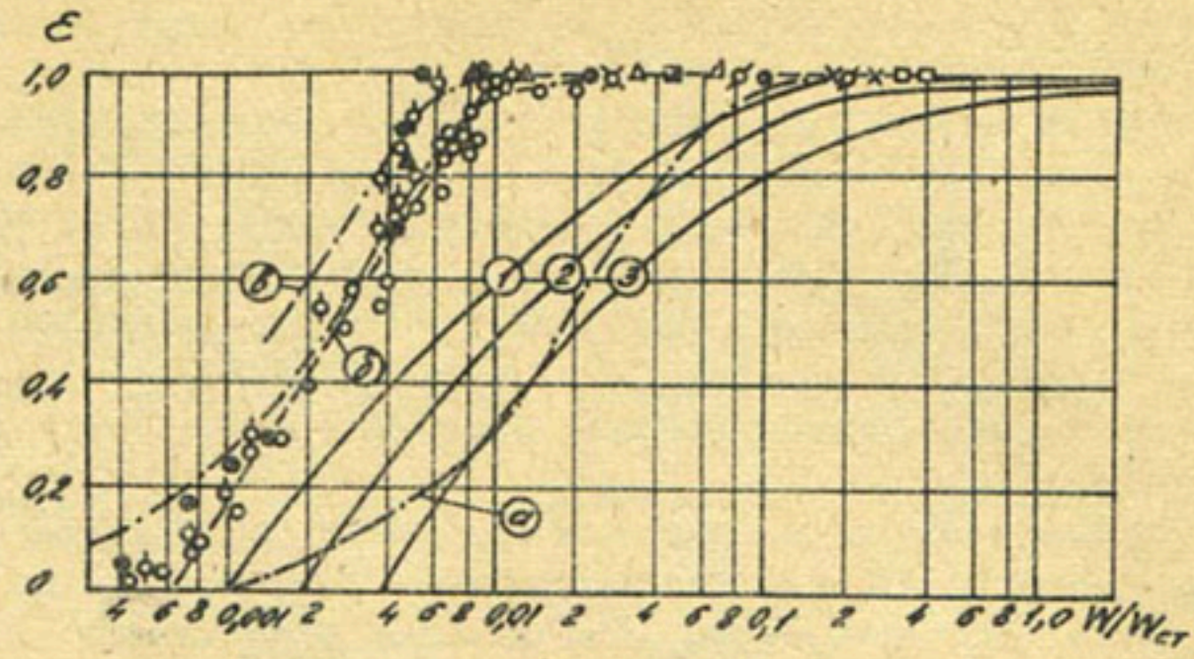


Рис. 3.8. Графики зависимости степени осветления от отношения объема водохранилища W к среднегодовому стоку воды $W_{ст}$. Кривые Брюне: I – крупные наносы; 2 – средние наносы; 3 – мелкие наносы. Натурные данные: ● – бьеф Учкурганской ГЭС (р. Нарын); ◊ – бьеф Хишрауской ГЭС (начало, 1958 г., 1960 г.); ◐ – Ташкепринское на р. Мургаб (1940–1966 гг.); Δ – Султанбентское на р. Мургаб; ♂ – Теджэнское на р. Теджен (1950–1966 гг.); ○ – Фархадское на р. Сырдарье (1947–1955 гг.); × – Кайракумское на р. Сырдарье (1956–1985 гг.); □ – Ташкентское на р. Ангрен (1956–1962 гг.); ◪ – Йолотанское на р. Мургаб; ▲ – бьеф головной ГЭС на р. Вахш; ¤ – Хорогское на р. Теджен; ⊙ – Гуматское (ГССР); ⛰ – Остин старое (США); ⛰ – Остин новое (США); Ф – Бойсен (США); ⊿ – Ладжанурское (ГССР); ——— – рекомендуемая кривая; —·—·— – по А.В.Караушеву при $а$ – $\psi = 35$; $б$ – $\psi = 300$; $в$ – $\psi = 500$

t_1 будет отрицательным числом, а в водохранилищах будет только вторая стадия заиления.

Это противоречит фактическим данным, теоретическим и лабораторным исследованиям. К примеру, для Фархадского водохранилища с объемом $250 \cdot 10^6$ м^3 при жидком стоке Сырдарьи $16800 \cdot 10^6$ м^3 объем второй стадии будет равен $3360 \cdot 10^6$, что в 13 раз выше начального объема, Ташкепринского водохранилища с начальным объемом $166 \cdot 10^6$ м^3 и жидком стоке Мургаба $1600 \cdot 10^6$ м^3 объем второй стадии будет равен $320 \cdot 10^6$ и т.д. При жидком стоке Рионе (ГССР) в створе Гуматского водохранилища, равном $4095 \cdot 10^6$ м^3, свободный объем водохранилища к началу второй стадии будет равен $819 \cdot 10^6$. Это значительно превышает начальный объем – $39 \cdot 10^6$ м^3.

По кривым Брюне, Гуматское водохранилище в первый год должно выносить 40 % поступающих наносов, что противоречит фактам.

Поскольку формула (3.3I) описывает условия заиления и прудов и водохранилищ, то ее можно использовать для вывода общей расчетной зависимости изменения объема заиления во времени. Формулу (3.3I) для условий заиления можно представить в виде

$$\mathcal{E} = 1 - \left(1 - \frac{W - W_3}{W_{cr}}\right) e^{\frac{\frac{W-W_3}{W_{cr}}}{1-\frac{W-W_3}{W_{cr}}}} . \qquad (3.33)$$

Решая (3.33) с (3.8) и принимая $x = 1 - \frac{W-W_3}{W_{cr}}$,

можно записать $\int_{x_0}^{x} \frac{dx}{1 - x\, e^{\frac{-\psi(1-x)}{x}}} = \int_{0}^{t} P_i\, dt$. (3.34)

Решение равенства (3.34) выполнено Муратовым Ф.Ш. методом численного интегрирования, и для расчета заиления им составлены графики для различных величин ψ , значения которой для прудов определяются по формуле, приведенной в работе / 56, с. IOI /.

Приведем некоторые примеры расчета, которые характеризуют возможные случаи заиления подпертых бьефов и водохранилищ в соответствии с рекомендуемыми расчетными схемами. Они позволят установить достоверность предлагаемого метода прогноза заиления водохранилищ.

Первая схема. Заиление бьефа Бозсуйской ГЭС происходит по закономерностям только второй стадии, когда объем отложений увеличивается при возрастающем выносе наносов в нижний бьеф.

Начальный объем бьефа W_H = I,66·I0^6 м^3. Начальная длина кривой подпора $\mathcal{L}_H$ = 6,0 км. Расчетный расход воды $Q_п$ = 40 м^3/с. Средняя скорость в бытовом русле $V_р$ = I,2 м/с.

В начальный период эксплуатации осаждались все наносы, среднемноголетний сток которых равен 0,3·I0^6 м^3/год. Объем русла $W_р = \frac{Q_п}{V_р}\mathcal{L}_п = \frac{40}{I,2}\ 6000 = 0,2\cdot I0^6$ м^3.

Так как $W_p / W_н$ = 0,I2, то в бьефе может наблюдаться только вторая стадия. Результаты расчета заиления и данные натурных исследований приведены на рис. 3.4 в сравнении с результатами расчета по методу И.А.Шнеера и второй стадии по В.С.Лапшенкову.

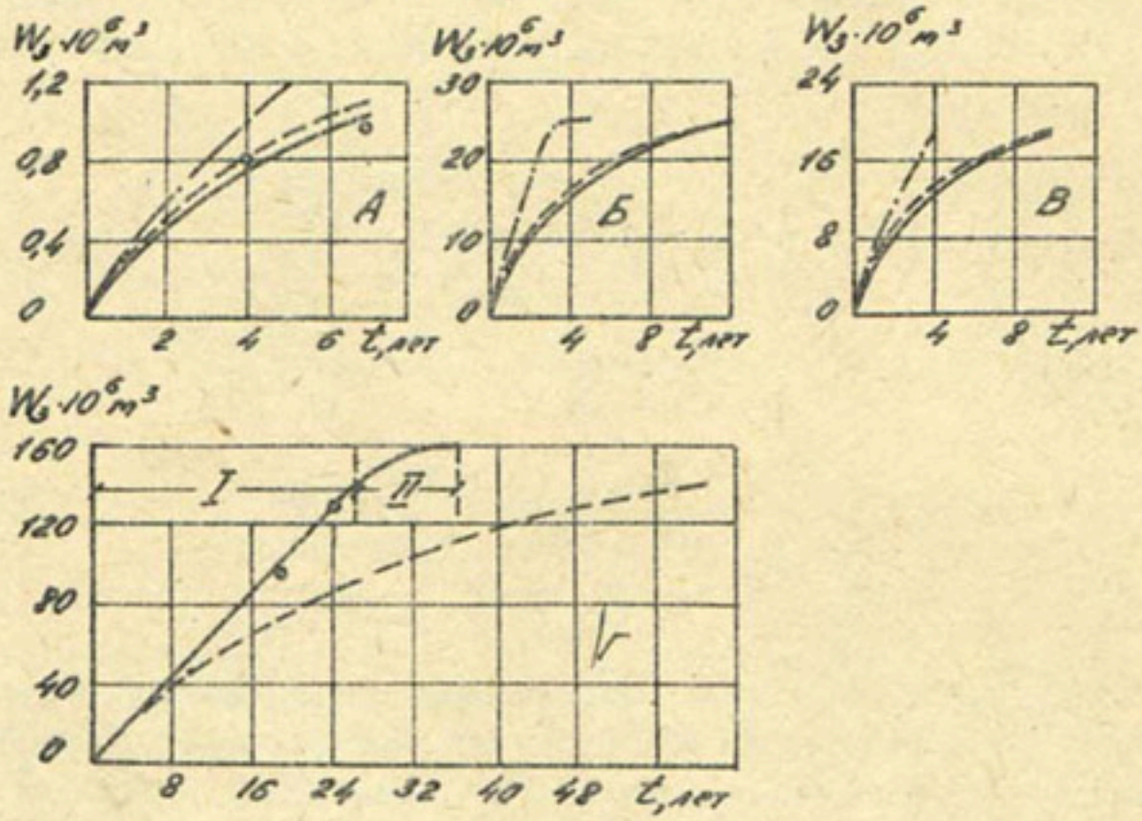


Рис. 3.4. Объемы заиления по расчету и натурным данным для верхних бьефов: А - Бозсуйский; Б - Учкурганский; В - Султанбентский (вторая стадия); Г - Ташкепринский; О - натурные данные; —— - по расчету предлагаемым методом; - - - - по методу В.С.Лапшенкова; —·—·— по методу И.А.Шнеера; I - I стадия заиления; II - II стадия заиления

Вторая схема. Заиление Ташкепринского водохранилища идет по двум стадиям: первая - полное отложение, вторая - возрастающий вынос наносов в нижний бьеф.

Первоначальная емкость водохранилища $W_н$ = I66·I0^6 м^3. Гидравлические элементы русла В = 54,5 м, Н = 2,0 м. Объем русла при начальной длине $L_н$ = 25 км, $W_р$ = 2,73 I0^6 м^3.

Так как $W_р / W_н$ = 2,73/I66 = 0,0I64 < 0,I2, заиление будет происходить в две стадии. Результаты расчета стадий по предлагаемому методу, а также натурные данные и расчет по В.С.Лапшенкову приведены на рис. 3.4. Как видно из рис. 3.4

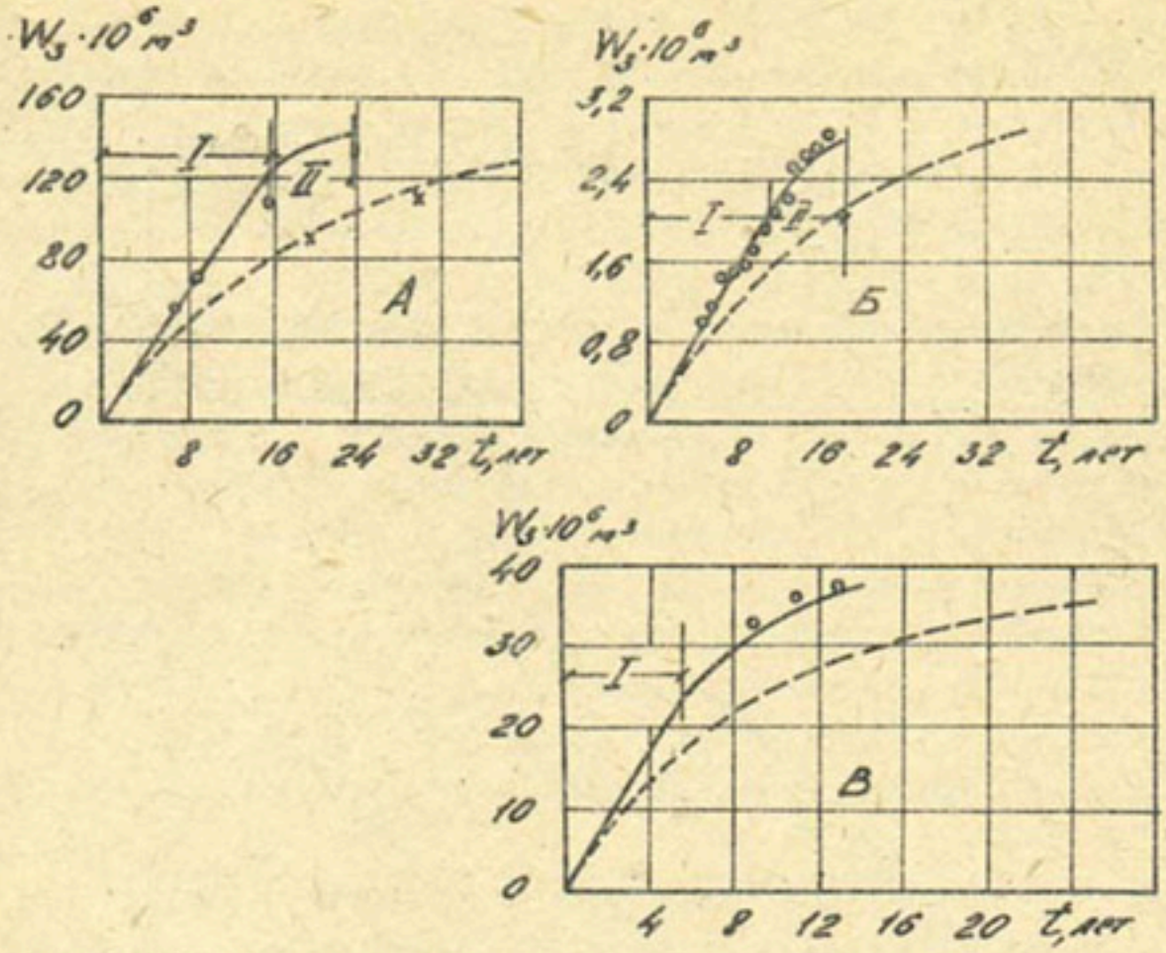


Рис. 3.5. Объемы заиления по расчету и натурным данным для верхних бьефов:

А - I Тедженский; Б - Заалах (ФРГ); В - Остин новое (США); О - натурные данные; ——— - по расчету предлагаемым методом; – – – – по методу В.С.Лапшенкова; —×— - по методу Г.И.Шамова.

I - I стадия заиления; II - II стадия заиления

расчет по предлагаемому методу с учетом двух стадий заиления вполне согласуется с данными натурных исследований. Хорошее соответствие расчетного хода заиления по годам с фактическим имеет место для I Тедженского водохранилища и для бьефов Заалах (ФРГ), Остин новое (США) (рис. 3.5), для Хишрауского и Султанбентского водохранилищ и лабораторных бьефов I, 2, 3 (рис. 3.6).

Третья схема. Заиление бьефа водохранилища Кварто (Италия) / I59 / следует закономерностям только первой стадии.

Водохранилище образовано в месте слияния рек Савио и Ла-Пара и имеет емкость в русле каждой реки $2{,}25 \cdot 10$ м^3 при длине $\mathcal{L}_н$ = 3 км. Сток наносов р. Савио $0{,}204 \cdot 10^6$ м^3/год, средний расход воды за половодье $Q_п$ = 6,08 м^3/с, р. Ла-Пара - соответственно $0{,}216 \cdot 10^6$ м^3/год и $Q_п$ = 3,74 м^3/с. Среднюю скорость в русле

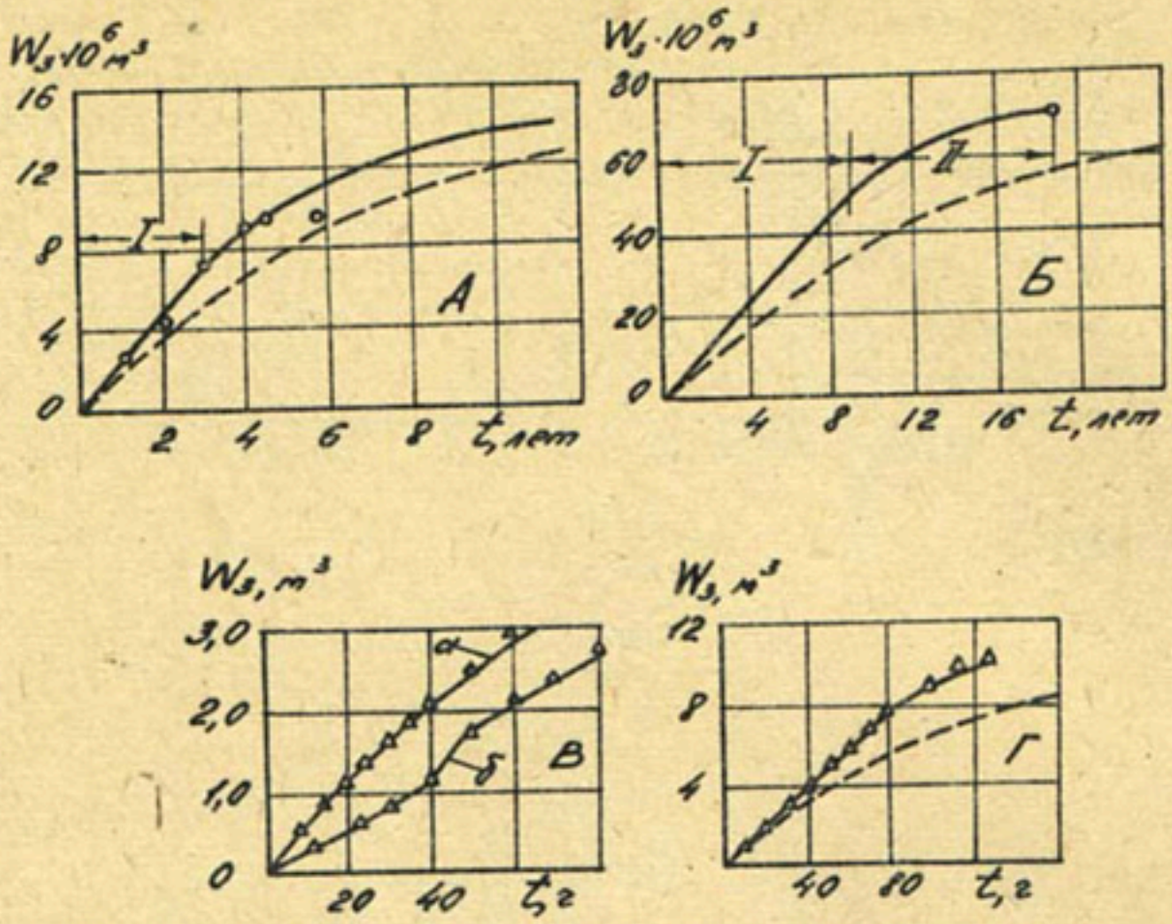


Рис. 3.6. Объемы заиления по расчету, натурным и лабораторным данным для верхних бьефов:

А - Хишрауский; Б - Султанбентский; В - Лабораторный (а - бьеф № 2, б - бьеф № 3); Г - лабораторный (бьеф № I); О - натурные данные; Δ - лабораторные данные; ——— - по предлагаемому методу; — — — - по методу В.С.Лапшенкова.

I - I стадия заиления; II - II стадия заиления

примем $V_р$ = I м/с. Расчет заиления выполняли для каждого рукава отдельно. Объем русла для р. Савио $W_р$ = 0,0I8·I0^6 м^3, р. Ла-Пара $W_р$ = 0,0II·I0^6 м^3, $W_р / W_н$ = 0,0I8/2,25 = 0,008 и $W_р / W_н$ = 0,0II/2,25 = 0,0049. Объем бьефа к началу второй стадии соответственно равен $W_н'$ = 0,I5·I0^6 м^3 и $W_н'$ = = 0,092·I0^6 м^3. Объем второй стадии по сравнению с начальным объемом бьефа составляет $W_н' / W_н$ = 0,04 и $W_н' / W_н$ = 0,066, что меньше 7 %, и поэтому для расчета принимаем формулу (3.28).

Срок заиления Савио равен T = 2,25/0,204 = II лет, а Ла-Пара - T = 2,25/0,I26 = I7 лет. За 7,7 лет объем заиления Савио будет равен I,57·I0^6 м^3, Ла-Пара - 0,97·I0^6 м^3, суммарный объем водохранилища Кварто - 2,54·I0^6 м^3, а по натурным данным - 2,36·I0^6 м^3.

В Средней Азии водохранилища заиляются по трем схемам: крупные водохранилища – по третьей схеме, большинство водохранилищ – по второй, и лишь небольшое число – по первой схеме.

Сравнение результатов расчета объемов отложений и продолжительности заиления по предлагаемой методике с натурными и лабораторными данными (табл. 3.I) показывает, что рекомендуемый метод дает результаты, хорошо совпадающие с натурными данными. Кроме того, он позволил выделить случай заиления водохранилищ, при котором для расчета можно обойтись линейной зависимостью (3.23), избежать громоздких вычислений.

Таким образом, при проектировании и эксплуатации водохранилищ для прогноза заиления, происходящего в две стадии, не следует пользоваться расчетными формулами только второй стадии, так как это приводит к существенным ошибкам.

При расчете и уточнении срока службы водохранилищ надо учитывать и образование плотных донных потоков, где оно наблюдается.

Плотные, или донные потоки, насыщенные мелкими взвешенными частицами, образуются в зоне устья водохранилища. Будучи более тяжелым, чем чистая вода, такой поток, постепенно опускаясь ко дну водохранилища, транзитом перемещается в придонной области до плотины и при открытых донных водовыпусках сбрасывается в нижний бьеф. При этом увеличивается срок службы водохранилищ.

Так, из водохранилища Элефант Бют (США) удалось сбросить 5 % наносов, Фиксота (США) – I0, Кончас (Канада) – I5–30 , Ирил Эмба (Алжир) – 25–47, Нурекского (СССР) – 20–30, Гуантин (КНР) – 8–I0 % / I03 /.

Для возникновения донного потока в водохранилищах необходимы определенная разница в плотностях потока и воды водохранилища; достаточное содержание мельчайших илистых частиц наносов ($d < 0{,}0I5 - 0{,}020$ мм); значительная мутность потока в бытовых условиях.

По натурным данным, в бытовом составе наносов должно быть не менее 50 % частиц $d < 0{,}0I5$–$0{,}020$ мм. Минимальная мутность для образования донного потока примерно равна 4–5 кг/м^3.

Так, в водохранилищах КНР образование устойчивого плотного потока наблюдалось при мутности воды в реке 5–I0 кг/м^3, в Нурекском водохранилище – 4–I0 кг/м^3. В отдельных случаях, при большом содержании мелких частиц, плотный поток образуется при мут-

Таблица 3.I

Результаты сопоставления расчета заиления водохранилищ по предлагаемому методу с данными натурных и лабораторных исследований

Бьеф	$W_н$, 10^6 м³	$W_р$, 10^6 м³	$\frac{W_р}{W_н}$	t_1, лет	$W_з \cdot 10^6$ м³ по расчету	$W_з \cdot 10^6$ м³ фактически	Процент расхождения
Фархадский	265	20	0,076	I0	I97	2I6	-8,7
Тедженский	I48	2,82	0,0I9	I0	8I	85	-5,0
Ташкепринский	I66	2,73	0,0I6	24	I30	I30	-
Султанбентский	73,5	2,73	0,037	I9	63,8	70,7	-2,7
Гергебильский	II,5	0,20	0,0I7	7,3	II,04	II,5	-4,0
Бозсуйский	I,66	0,20	0,I2	7,0	I,03	0,962	+6,5
Заалах (ФРГ)	3,5	0,I74	0,05	I7,0	2,72	2,87	-5,0
Бойсен (США)	I9,8	I,23	0,062	I3,0	I7,3	I6,0	+7,5
Генсли (США)	89,0	5,35	0,060	6,0	II,I	I0,35	+6,5
Элефант-Бют (США)	3250	6,76	0,002I	8,67	2I0	2I8	-4,0
Хабра (Алжир)	30,0	I,8	0,06	22	I7,2	I7,5	-2,0
Кварто (Италия)	4,5	0,0I8	0,008	7,7	2,54	2,36	+7,0
Остин новое (США)	39,5	3,62	0,059	I3	35,I	37,6	-6,5
Остин старое (США)	60,8	2,0I	0,05I	7	29	29	-
Гуматское (ГССР)	39,0	2,67	0,068	28	37,4	38,5	-2,8

Лабораторный	$W_н$, м³	$W_р$, м³	$\frac{W_р}{W_н}$	t, ч	$W_з$ по расчету	$W_з$ из опыта	Процент расхождения
№ I	II,4	0,470	0,04I	I29	9,90	I0,34	-4,3
№ 2	5,I5	0,505	0,098	74	3,I5	3,44	-8,3
№ 3	5,I5	0,505	0,098	90	2,85	3,I2	-8,7

Примечание. Показатели объемов заиления зарубежных водохранилищ взяты из работы / I59 /.

ности 3-4 кг/м³.

По И.И.Леви / 89 /, минимальная относительная плотность донного потока определяется по формуле

$$\gamma'_{мин} = \frac{8(\lambda_д + 2\lambda_к)q^2}{2g J'_0 H_1^3} \quad . \qquad (3.35)$$

Для приблизительных расчетов можно принимать $\lambda_к = 0{,}010$; $\lambda_д = 0{,}005$. Относительная плотность донного потока равна

$$\gamma' = \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma_1} \quad . \qquad (3.36)$$

Плотность донного потока при известной мутности речного потока ρ определяется по формуле

$$\gamma_1 = 1 + \left(\frac{\gamma_н - 1}{\gamma_н}\right)\rho , \qquad (3.37)$$

а высота плотного потока - по формуле Пекинского научно-исследовательского института гидротехники (ПНИИГ):

$$h_п = 1{,}2\sqrt{\frac{q^2}{(\gamma_1/\gamma)g}} \quad . \qquad (3.38)$$

Определение мутности сбрасываемого потока для отверстия сосредоточенной площади (отношение ширины отверстия к его высоте b/h_1 2-3) возможно по методу А.В.Бочарина / 17 /:

$$\rho_{сб} = \rho_1\left[f\left(\frac{z_i}{z_{пр}}\right)\right] \quad . \qquad (3.39)$$

где $f\left(\frac{z_i}{z_{пр}}\right)$ - функция

$z_i/z_{пр}$	0	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,0
$f(z_i/z_{пр})$	0,5	0,43	0,39	0,35	0,30	0,25	0,20	0,14	0,064	0,028	0

Значение z_i определяется по выражению $z_i = \frac{d}{2} - h_п$;

$z_{пр}$ - по формуле $z_{пр} = \sqrt[5]{\frac{2q_0^2}{q_1}}$, (3.40)

где $q_0 = Q/2\pi$; $q_1 = g(\gamma_1 - \gamma)/\gamma_1$.

Приводим пример расчета влияния донного потока на срок службы водохранилища.

Исходные данные: глубина водохранилища перед плотиной H_1 = 20 м; уклон дна водохранилища J_c'=0,001; расход воды в реке 200 м^3/с; ширина реки 100 м; мутность потока за период паводка 18,8 кг/м^3. По формуле (3.37) определяем плотность донного потока γ_1 = 1 + (1,65/2,65) 18,8 = 1,01165 т/м^3. Мутность донного потока будет равна 11,65 кг/м^3, высота плотного потока по

(3.38) $$h_n = 1{,}2\sqrt{\frac{4}{1{,}01165 \cdot 9{,}8/1{,}0}} = 0{,}76 \text{ м} .$$

Для сброса донного потока в нижний бьеф предполагается использовать одно отверстие в виде трубы d = 6 м. При напоре 20 м расход воды через водовыпуск составит 282 м^3/с. Предполагается сбрасывать через водовыпуск воду расходом 200 м^3/с. В нашем случае $z_i = d/2 - h_n = 3 - 0{,}76 = 2{,}24$ м.

По формуле (3.40) при $q_0 = 200/2 \cdot 3{,}14 = 31{,}84$ и $q_1 = \frac{0{,}01165}{1{,}01165} 9{,}8 = 0{,}113$,

$$z_{пр} = \sqrt[5]{\frac{2(31{,}84)^2}{0{,}113}} = \sqrt[5]{17943} = 7{,}09 \text{ м},$$

тогда $z_i / z_{пр}$ = 2,24/7,09 = 0,316. $f(z_i/z_{пр})$ = 0,34. По формуле (3.39) $S_{сб}$ = 11,65 · 0,34 = 3,96 ≅ 4 кг/м^3.

При бытовой мутности ρ = 18,8 кг/м^3 сброс наносов составит 21,2 %. Если считать, что основной сток наносов приходится на половодье, то примерно 20 % его будет сбрасываться в нижний бьеф донным потоком. Это продлит срок службы на 20 %.

Таким образом, срок службы водохранилища, в случае образования в нем донного потока, можно приблизительно увеличить пропорционально сбрасываемым наносам.

4. РАСЧЕТ ЗАНЕСЕНИЯ ВЕРХНИХ БЬЕФОВ НИЗКОНАПОРНЫХ ГИДРОУЗЛОВ

Гидроузлы с напором до 8 м относятся к низконапорным. Для них характерны большие скорости течения в бьефе, при которых взвешенные наносы транспортируются и сбрасываются как в нижний бьеф, так и в оросительные каналы. Донные же наносы откладываются в верхнем бьефе и по мере накопления перед гидроузлом начинают поступать в оросительные каналы и нижний бьеф гидроузла. Поэтому процесс отложения только донных наносов называется обычно занесением.

Занесение верхних бьефов влияет на условия эксплуатации оросительных каналов, вызывая размыв дна и снижение уровня воды в размываемых руслах, завал головных участков неразмываемых каналов и потерю их пропускной способности.

Количество наносов, поступающих в оросительные каналы, зависит от срока занесения верхнего бьефа и типа водозабора, для которого известна величина захвата наносов.

Как правило, наихудшие условия эксплуатации размываемых каналов складываются в начале эксплуатации, а неразмываемых - при полном занесении верхнего бьефа. Поэтому расчет занесения низконапорных гидроузлов позволит определить условия, затрудняющие эксплуатацию оросительных каналов на различных этапах их работы и заранее наметить мероприятия по уменьшению деформаций русла и восстановлению требуемого уровенного режима каналов, по уменьшению попадания наносов в водозаборные сооружения, выявить объемы очистки наносов из каналов. В результате будут сокращены непредвиденные эксплуатационные затраты и появится возможность для соблюдения графиков водопользования.

Существующие методы расчета процесса занесения можно отнести к балансовым. Но отличаются они между собой тем, что занесение рассматривается или как непрерывный процесс, или по периодам.

Так, методы В.С.Лапшенкова / 83 /, И.А.Шнеера / 162 / основываются на формулах экспоненциального, или логарифмического, вида, которые позволяют определить объемы отложений для любого момента занесения. Методы И.И.Леви / 88 /, В.Н.Гончарова и В.И.Полтавцева / 29 / аналогичны. С.Т.Алтунин и И.А.Бузунов / 10 / при расчете занесения исходят из его периодизации. При этом во время первого периода идет полное отложение наносов,

второго – в нижний бьеф поступает наносов столько, сколько соответствует транспортирующей способности потока, расходы которого уменьшены на величину расхода водозабора из верхнего бьефа. В течение третьего периода происходит полное занесение верхнего бьефа.

Для каждого периода рассчитываются гидравлические элементы устойчивого русла. Разность между объемами бьефа, определяемым для расчетного положения кривой подпора по этапам, и устойчивого русла представляет объем занесения. Продолжительность периода формирования верхнего бьефа определяется по вероятному среднегодовому объему отложений наносов.

Метод В.Н.Шолохова / 163 / является дальнейшим развитием метода С.Т.Алтунина и И.А.Бузунова. Первый период у этих методов совпадает, за конец второго принимается момент, когда в нижний бьеф поступают донные наносы в количестве, соответствующем транспортирующей способности потока в размытом, а не бытовом русле. Третий период рассматривается как время, в течение которого в нижнем бьефе размытое русло восстанавливается до бытового. И выделен четвертый период – полного занесения. Кроме того, кривая подпора делится на два участка: первый – в пределах начальной ее длины, второй – выше створа первоначальной длины. Уклон водной поверхности по участкам для каждого периода рассчитывается по эмпирическим формулам.

Однако существующие методы, рассматривая занесение как непрерывный процесс, не отражают в виде зависимости первоначальную степень $\mathcal{E}'$, которая является необходимым элементом их формул, кроме того, расчет занесения выполняется без учета цикличности колебаний стока и т.д.

На практике неточный расчет занесения приводит к преждевременным, непредвиденным эксплуатационным затратам, что потребовало разработки более совершенного метода расчета занесения.

Этот метод исходит из того, что наиболее крупные наносы откладываются в верхней части бьефа, и по мере уменьшения скорости потока по длине бьефа от бытового русла к плотине крупность постепенно уменьшается. Выше расчетного створа в бьефе могут отложиться только те наносы, для которых скорость потока на этом участке будет неразмывающей (непередвигающей).

Количество наносов, отложившихся выше расчетного створа, можно определить, зная изменения фракционного состава наносов и скорость потока на расчетном участке. В основу предлагаемого

метода положена формула суммарного фракционного состава наносов, предложенная И.А.Бузуновым / II, с. 228 /:

$$p = 100\left[1-\left(\frac{d_e}{D}\right)^{\frac{1}{m}}\right] , \qquad (4.I)$$

где p - процент содержания фракций размером $d>d_e$; I/m - показатель степени.

Для наносов $d<d_e$ кривая фракционного состава может быть определена формулой:

$$p=\left(\frac{d_e}{D}\right)^{\frac{1}{m}} ,$$

а показатель степени - $m=\frac{D}{d_{cp}}-1$ / III, с. 74 /. (4.2)

Рассчитанный по формуле (4.I) фракционный состав влекомых наносов и донных отложений рек Средней Азии хорошо совпадает с фактическим фракционным составом для рек как с галечниково-гравелистыми, так и с песчаными наносами (рис. 4.I и 4.2, а также см. рис. 3.6).

Выражение, заключенное в квадратные скобки в формуле (4.I), представляет собой долю наносов с диаметром $d>d_e$ и предлагается для определения степени осветления бьефа в виде

$$\varepsilon = 1-\left(\frac{d_e}{D}\right)^{\frac{1}{m}} . \qquad (4.3)$$

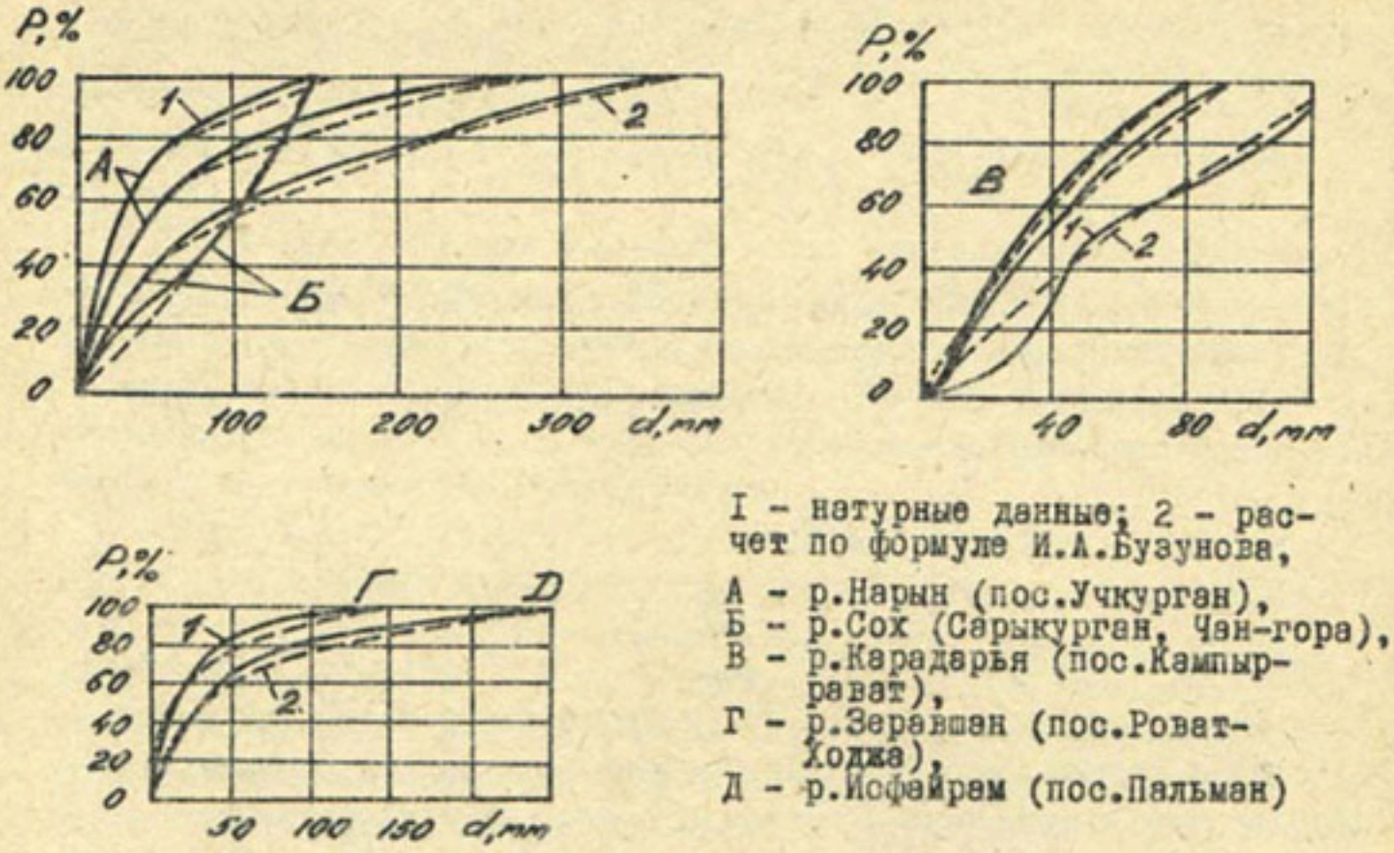
Если в (4.3) значение d_e соответствует наибольшему диаметру смеси наносов, проходящих через расчетный створ, то степень осветления определяется для части бьефа, расположенной выше расчетного створа.

Для определения d_e можно использовать существующие показательные формулы неразмывающей скорости, которые имеют идентичную структуру. В частности, по Г.И.Шамову / I59 /, на расчетном участке бьефа неразмывающая скорость потока определяется выражением

$$v_e = KH^{1/6}\cdot d^{1/3} . \qquad (4.4)$$

Для наибольшего диаметра смеси наносов в бытовых условиях ее можно определить как

$$v_\delta = KH^{1/6}D^{1/3} . \qquad (4.5)$$



I – натурные данные; 2 – расчет по формуле И.А.Бузунова,
А – р.Нарын (пос.Учкурган),
Б – р.Сох (Сарыкурган, Чан-гора),
В – р.Карадарья (пос.Кампыррават),
Г – р.Зеравшан (пос.Рават-Ходжа),
Д – р.Исфайрам (пос.Пальман)

Рис. 4.I. Кривые суммарного фракционного состава влекомых наносов и донных отложений для рек Средней Азии горно-предгорной зоны

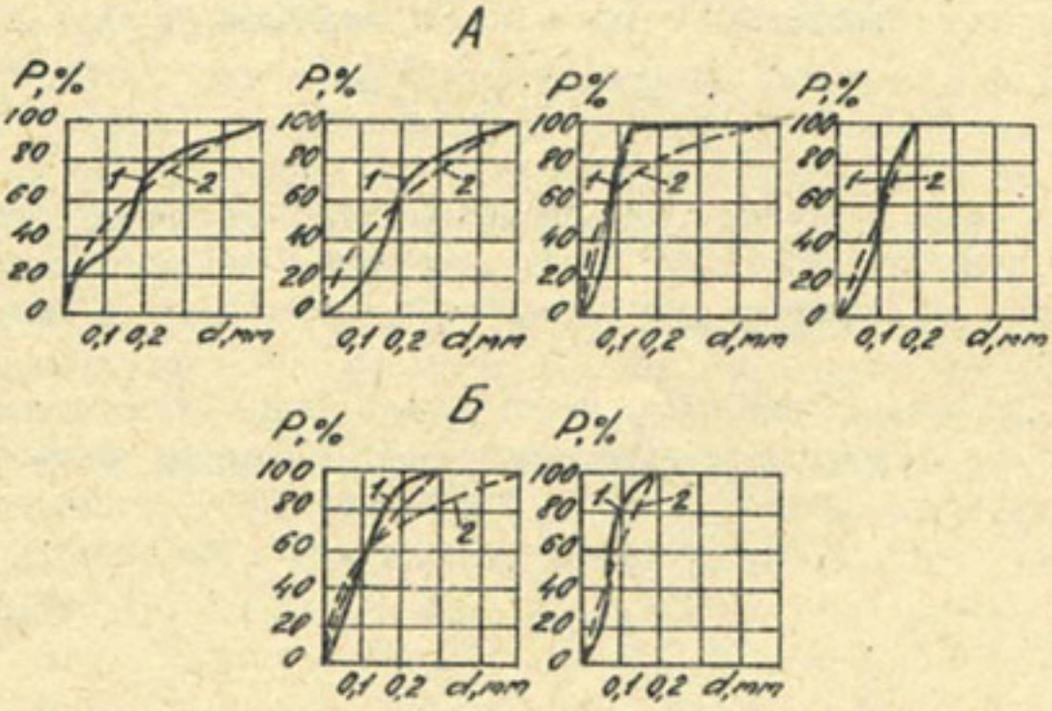


Рис. 4.2. Кривые фракционного состава донных отложений р. Амударьи по расчету и фактическим данным:
I – натурные данные; 2 – расчет по формуле И.А.Бузунова.
Створы: А – Керки; Б – Тюямуюн

Решив (4.4.) и (4.5) относительно d_c и $\mathcal{D}$ и подставив полученные выражения в (4.3), заменив $v_c = \frac{Q}{B_c \cdot H_c}$ и $v_б = \frac{Q}{B_б H_б}$, получим

$$\mathcal{E} = 1 - \left[\left(\frac{\omega_б}{\omega_c} \right)^{3,5} \cdot \left(\frac{B_c}{B_б} \right)^{1/2} \right]^{1/m} . \qquad (4.6)$$

Площадь сечения в (4.6) целесообразно выразить через объем воды в пределах зоны подпора

$$\omega_c = \frac{V_c}{K_c \cdot \ell} , \qquad (4.7)$$

где V_c – объем воды зоны подпора в рассматриваемый момент времени на участке бьефа выше рассматриваемого створа;

K_c – некоторый коэффициент, учитывающий геометрические характеристики подпертого бьефа.

Аналогично площадь живого сечения бытового русла $\omega_б = \frac{V_р}{K_б \cdot \ell}$ (4.8)

Подставив (4.7) и (4.8) в (4.6) получим

$$\mathcal{E} = 1 - \left(\frac{V_р}{V_c} \right)^{\frac{3,5}{m}} \left(\frac{K_c}{K_б} \right)^{\frac{3,5}{m}} \cdot \left(\frac{B_c}{B_б} \right)^{\frac{1}{2m}} . \qquad (4.9)$$

В реальных условиях подпертых бьефов, как правило, $\frac{K_c}{K_б} < 1,0$, а $\frac{B_c}{B_б} > 1,0$. Поэтому произведение второго члена (4.9) на третий приближается к единице. Тогда (4.9) перепишется в виде

$$\mathcal{E} = 1 - \left(\frac{V_р}{V_c} \right)^{\eta} . \qquad (4.10)$$

Показатель степени η определяется по формуле

$$\eta = \frac{3,5}{m} = \frac{3,5\, d_{ср}}{\mathcal{D} - d_{ср}} . \qquad (4.11)$$

Каждый бьеф в начале эксплуатации имеет первоначальный объем $V_н$, начальную длину кривой подпора $\mathcal{L}_н$, объем русла в пределах $\mathcal{L}_н$ с бытовой площадью сечения $V_{рн}$.

Выражение (4.10) для всего объема подпертого бьефа в начальный момент эксплуатации можно записать в виде

$$\mathcal{E}' = 1 - \left(\frac{V_{рн}}{V_н} \right)^{\eta} . \qquad (4.12)$$

Результаты расчета по формуле (4.I2) хорошо соответствуют фактическим данным (табл. 4.I).

Таблица 4.I

Степень осветления потока по расчету и натурным данным

Бьеф	Начальный объем русла $I0^6$ м³	Начальный объем бьефа $I0^6$ м³	$V_{pн}/V_н$	η	$\mathcal{E}'$ по расчету	$\mathcal{E}'$ фактически
Кампырраватский	0,I32	0,224	0,59	I,0	0,4I	0,4
Сарыкурганский	0,0I9	0,05	0,38	I,34	0,73	0,8
Газалкентский	0,I92	I,80	0,I06	I,35	0,96	I,0

В процессе занесения изменяется длина кривой подпора, а следовательно, объем бьефа и объем русла с бытовой площадью сечения. Если для любого момента занесения объем русла обозначить через V_p, а свободный от наносов объем верхнего бьефа через V_c, то формулу (4.I2) можно записать в виде

$$\mathcal{E} = 1 - \left(\frac{V_p}{V_c}\right)^{\eta}. \qquad (4.I3)$$

Показатель степени η в (4.I2) и (4.I3) зависит от состава наносов, и для каждого конкретного бьефа может быть принят постоянным. Изменяется лишь V_p / V_c.

Задаваясь значениями η и для каждого из них изменяя V_p/V_c от 0 до I, определим по уравнению (4.I3) степень осветления, а по данным расчета построим график $\mathcal{E} = f(V_p/V_c)$ (рис. 4.3-I).

Как видно из рис. 4.3, неоднородность фракционного состава существенно влияет на степень осветления.

В работе / I62, с. II7 / предложена следующая зависимость

$$P/P_б = \left(\frac{V_p}{V_н + V_2 - V_3}\right)^{1/3}. \qquad (4.I4)$$

Учитывая, что $P/P_б = I - \mathcal{E}$, а $V_н + V_2 - V_3 = V_c$, выражение (4.I4) приведем к виду

$$\mathcal{E} = 1 - \left(\frac{V_p}{V_c}\right)^{1/3}. \qquad (4.I5)$$

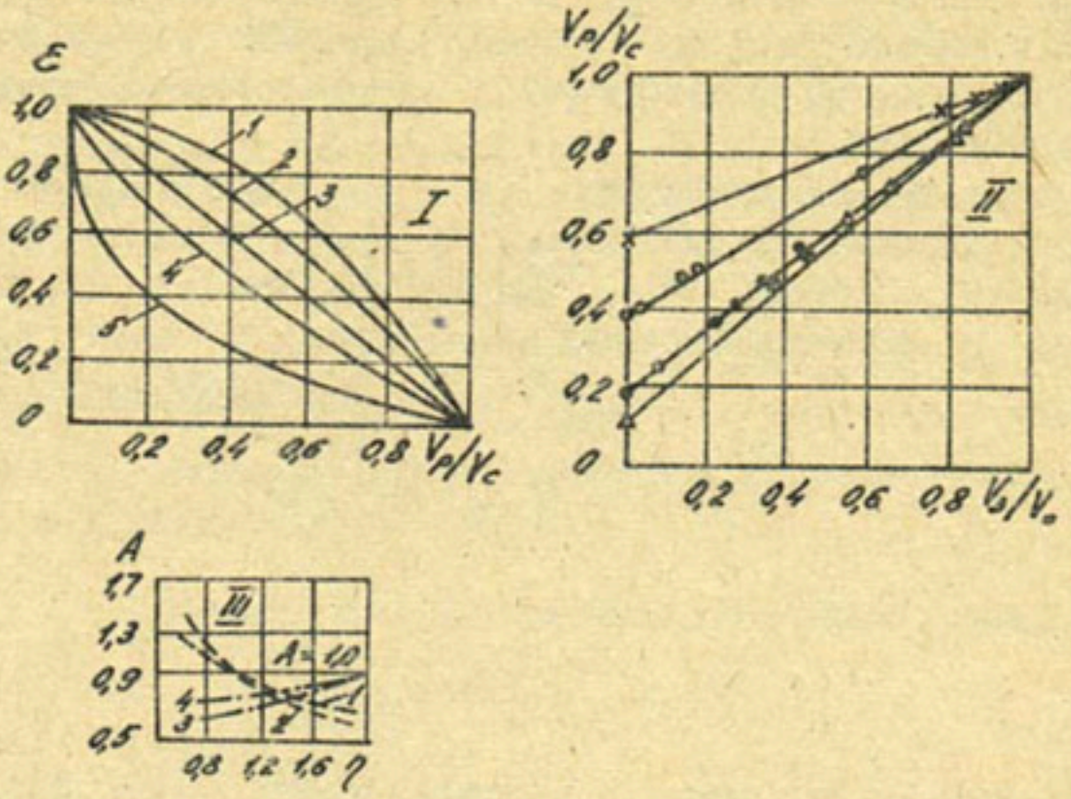


Рис. 4.3. Графики зависимостей $\varepsilon = f(V_р/V_с)$ (I), $V_р/V_с = f(V_з/V_о)$ (II) $A = f(\eta)$ (III) по расчету и натурным данным:

I – при значениях η : I-2; 2-I,4; 3-I,0; 4-0,778; 5-I/3.

II – бьефы: x – Кампырраватский, o – Сарыкурганский; ● – Верхнезеравшанский, Δ – Газалкентский.

III – расчет по формулам: ——— (4.22), —·— (4.33), I,3 – a = 0,2 ; 2,4 – a = 0,4

Выражение (4.I5) представляет собой частный случай формулы (4.I3) при η = I/3, которому отвечает коэффициент разнородности наносов $D/d_{ср}$ = II,5. Иными словами, формула (4.I4) справедлива только для очень разнородных наносов, которые в реальных условиях практически не встречаются.

При занесении бьефов разнородными наносами $0 < \eta < \infty$, $V_р/V_с$ будет изменяться по мере отложения наносов в бьефе, и его можно выразить в зависимости от объема занесения.

По натурным данным построен график $V_р/V_с = f(V_з/V_о)$, отвечающий различным моментам занесения бьефов (рис. 4.3-II). По этому графику в общем виде можно написать следующее уравнение / I43, с. 50 /:

$$V_р/V_с = a + K_с \frac{V_з}{V_о} \qquad (4.I6)$$

Предельно заносимый объем бьефа представляет собой разницу

между полным объемом бьефа $V_н$ при предельной длине кривой подпора и объемом русла $V_р'$ с бытовой площадью сечения на той же длине. Параметры уравнения (4.I6) определены из начальных и граничных условий.

При $V_з = 0$ объем русла $V_р = V_{рн}$ при начальной длине кривой подпора; свободный объем $V_с$ равен начальному объему бьефа $V_н$, отсюда $\alpha = V_{рн} / V_н$. При $V_з = V_о$ объем русла $V_р$ равен предельному объему русла $V_р'$, а $V_с = V_р'$, откуда $K_с = 1 - \alpha = 1 - V_{рн}/V_н$. При этом выражение (4.I6) примет вид

$$V_р / V_с = \alpha + (1-\alpha)\frac{V_з}{V_о} . \qquad (4.I7)$$

Решая совместно (4.I3) и (4.I7), получим

$$\varepsilon = 1 - \left[\alpha + (1-\alpha)\frac{V_з}{V_о}\right]^{\eta} . \qquad (4.I8)$$

Уравнение баланса твердого материала примем в виде (3.8). Решив (4.I8) и (3.8), получим для данного времени занесения

$$\frac{V_о}{1-\alpha}\int \frac{dx}{1-x^{\eta}} + C = \int_0^t P_i\,dt , \qquad (4.I9)$$

где под x обозначена переменная величина:

$$x = \alpha + (1-\alpha)\frac{V_з}{V_о} . \qquad (4.20)$$

Интеграл левой части уравнения (4.I9) сводится к квадратурам только при частных значениях $\eta = I$ и $\eta = 2$ / I3I, с. 5I /. При других значениях η, не равных 0 и ∞ возможно лишь приближенное интегрирование.

Одно из возможных решений можно получить, разложив подинтегральную функцию $1/1-x^{\eta}$ на бесконечный ряд по степеням x. Однако практическое использование этого решения малоудобно, так как оно приводит к громоздким вычислениям. Поэтому используем следующий метод приближенного решения уравнения (4.I9).

Введем переменную $U = I - x^{\eta}$. С учетом новой переменной выражение (4.I9) перепишем в следующем виде:

$$-\frac{V_о}{\eta(1-\alpha)}\int \frac{1}{x^{\eta-1}}\frac{dU}{U} + C = \int_0^t P_i\,dt . \qquad (4.2I)$$

Введем обозначения $x^{\eta-1} = A_o'$ и, проанализировав возможные изменения этой величины, примем среднее из предельных значений, которое можно вынести за знак интеграла. Из (4.20) при $V_3 = 0$ следует $x = a$. При этом $A_o' = a^{\eta-1}$. При $V_3 = V_0$ будет $x = 1$; $A_o' = 1{,}0$. Отсюда среднее значение

$$A_o = 0{,}5\left(1 + a^{\eta-1}\right). \qquad (4.22)$$

Из (4.22) следует, что при $\eta = 1{,}0$ $a^{\eta-1} = 1{,}0$, $A_o = 1{,}0$. В этом случае возможно точное решение.

Решив левую часть (4.21) и подставив в полученное выражение значения прежних переменных, находим

$$-\ln\left(1-x^{\eta}\right)^{\Phi} + \ln C = \int_0^t R_i\,dt\,, \qquad (4.23)$$

где $$\Phi = \frac{V_o}{\eta(1-a)A_o}\,. \qquad (4.24)$$

Откуда $$\Phi \ln\frac{1-a^{\eta}}{1-x^{\eta}} = \sum_o^t G_i\,. \qquad (4.25)$$

После потенцирования можно записать

$$1-x^{\eta} = \left(1-a^{\eta}\right)e^{-\frac{\sum_o^t G_i}{\Phi}}\,. \qquad (4.26)$$

Решив (4.26) относительно x, будем иметь

$$x = \left[1-\left(1-a^{\eta}\right)e^{-\sum_o^t G_i/\Phi}\right]^{\frac{1}{\eta}}\,. \qquad (4.27)$$

Для определения объемов занесения (4.27) с учетом (4.20) перепишем в виде

$$V_3 = \frac{V_o}{1-a}\left\{\left[1-\left(1-a^{\eta}\right)e^{-\frac{\sum_o^t G_i}{\Phi}}\right]^{\frac{1}{\eta}} - a\right\}. \qquad (4.28)$$

Для расчета объемов занесения на среднемноголетний сток наносов можно получить следующую зависимость / 131, с. 53 /:

$$V_3 = \frac{V_0}{1-a}\left\{\left[1-(1-d)\,e^{-\frac{t}{\Phi_1}}\right]^{\frac{1}{\eta}} - a\right\}, \qquad (4.29)$$

где
$$\Phi_1 = \frac{V_0}{\eta(1-a)A_0 \cdot G_0} \qquad (4.30)$$

Принимая в выражении (4.25) условие $\sum_0^t G_i = t\,G_0$, можно получить формулу для расчета продолжительности занесения / I3I, с. 53 /
$$t = \frac{V_0}{\eta(1-a)A_0 G_0}\,\ln\frac{1-a^{\eta}}{1-x^{\eta}}. \qquad (4.3I)$$

Приближенное решение выражения (4.I9) возможно следующим путем.

Интеграл левой части (4.I9) запишем
$$\frac{V_0}{1-a}\int\frac{dx}{1-x^{\eta}} = \frac{V_0}{1-a}\int\frac{dx}{1-(\sqrt{x^{\eta}})^2}.$$

Последний интеграл умножим и разделим на $\eta\sqrt{x^{\eta}}/\eta x$:
$$\frac{V_0}{1-a}\int\frac{dx}{1-(\sqrt{x^{\eta}})^2} = \frac{2V_0}{1-a}\int\frac{d(\sqrt{x^{\eta}})}{\frac{\eta\sqrt{x^{\eta}}}{x}\left[1-(\sqrt{x^{\eta}})^2\right]}. \qquad (4.32)$$

Введем обозначение $A' = x/\sqrt{x^{\eta}}$ и проанализируем возможное изменение значений A'. Из (4.20) при $V_3 = 0$ $x = a$. Отсюда $A' = a/\sqrt{a^{\eta}}$. При $V_3 = V_0$, $x = 1$; отсюда $A' = 1{,}0$.

Если принять среднее значение A, то его можно вынести за знак интеграла. Принимаем, что
$$A = 0{,}5\left(1+a^{1-0{,}5\eta}\right). \qquad (4.33)$$

Тогда (4.32) запишется
$$\frac{V_0}{1-a}\int\frac{dx}{1-(\sqrt{x^{\eta}})^2} = \frac{2V_0 A}{\eta(1-a)}\int\frac{d(\sqrt{x^{\eta}})}{1-(\sqrt{x^{\eta}})^2}. \qquad (4.34)$$

Выражение (4.I9) с учетом (4.34) перепишется в виде
$$\frac{2V_0 A}{\eta(1-a)}\int\frac{d(\sqrt{x^{\eta}})}{1-(\sqrt{x^{\eta}})^2} + C = \int_0^t P_i\,dt. \qquad (4.35)$$

После интегрирования (4.35) и замены интеграла правой части суммированием, получим $$\frac{V_0 A}{\eta(1-a)} \ln \frac{1+\sqrt{x^\eta}}{1-\sqrt{x^\eta}} + C = \sum_0^t G_i \,. \quad (4.36)$$

Из него после определения C получим

$$\sum_0^t G_i = \frac{V_0 A}{\eta(1-a)} \ln \frac{(1+\sqrt{x^\eta})(1-\sqrt{a^\eta})}{(1-\sqrt{x^\eta})(1+\sqrt{a^\eta})} \,, \quad (4.37)$$

а после потенцирования

$$\frac{1+\sqrt{a^\eta}}{1-\sqrt{a^\eta}} e^{\frac{\eta(1-a)}{V_0 A}\sum_0^t G_i} = -1 + \frac{2}{1-\sqrt{x^\eta}} \,. \quad (4.38)$$

Из (4.38) $$x = \left(\frac{2}{\frac{1+\sqrt{a^\eta}}{1-\sqrt{a^\eta}} e^{\sum_0^t G_i / \Phi_2} + 1} - 1 \right)^{2/\eta} \,. \quad (4.39)$$

Из (4.39) с учетом (4.20)

$$V_3 = \frac{V_0}{1-a} \left[\left(\frac{2}{1 + \frac{1+\sqrt{a^\eta}}{1-\sqrt{a^\eta}} e^{\sum_0^t G_i / \Phi_2}} - 1 \right)^{2/\eta} - a \right], \quad (4.40)$$

где $$\Phi_2 = \frac{V_0 A}{\eta(1-a)} \,. \quad (4.41)$$

При расчетах на среднемноголетний приток наносов объем занесения вычисляется по формуле / I43, с. 52 /

$$V_3 = \frac{V_0}{1-a} \left[\left(\frac{2}{1 + \frac{1+\sqrt{a^\eta}}{1-\sqrt{a^\eta}} e^{t/\Phi_3}} - 1 \right)^{2/\eta} - a \right], \quad (4.42)$$

где $$\Phi_3 = \frac{V_0 A}{\eta(1-a) G_0} \,. \quad (4.43)$$

Для расчета продолжительности занесения на среднемноголетний приток наносов ($\sum_0^t G_i = t G_0$) из (4.37) получим /I43,с.52/

$$t = \frac{V_0 A}{\eta(1-a) G_0} \ln \frac{(1+\sqrt{x^\eta})(1-\sqrt{a^\eta})}{(1-\sqrt{x^\eta})(1+\sqrt{a^\eta})} \,. \quad (4.44)$$

В приведенных двух способах решения уравнения (4.I9) приняты допущения, и в расчет введены осредненные величины A_o и A соответственно по формулам (4.22) и (4.33). Лучшим следует считать то из допущений, которое при широком изменении a и η будет иметь меньший диапазон изменения значений A_o или A .

На рис. 4.3 (Ш) представлен график изменения A_o и A при различных показателях степени η , а также для $a = 0{,}2$ и $a = 0{,}4$. Как видно из рис. 4.3.(Ш), в пределах наиболее часто встречающихся значений $\eta = 0{,}8 \div 1{,}4$ по уравнению (4.22) значения A_o изменяются относительно $A = 1{,}0$ с меньшим диапазоном, чем по выражению (4.33). Поэтому в пределах указанных значений следует пользоваться более простыми уравнениями: (4.28), (4.29), (4.3I).

В приведенных решениях принималось, что η находится в пределах $0 < \eta < \infty$.

Рассмотрим частный случай решения уравнения (4.I9) при однородном составе наносов.

Уравнение (4.I9) при $\eta = \infty$ перепишется в виде / II0 /

$$\frac{V_o}{1-a}\int\frac{dx}{1-x^{\infty}} + C = \int_o^t P_i\,dt \,. \qquad (4.45)$$

Переменная x определяется выражением (4.20). Так как $V_{pH} < V_H$, а $V_3 < V_o$, то во всех случаях $a < 1{,}0$, $V_3/V_o < 1{,}0$. Переменная x также будет меньше единицы, и лишь в пределе при $V_3 = V_o = 1{,}0$. Поэтому $x^{\infty} = 0$. Тогда выражение (4.I9) примет вид

$$\frac{V_o}{1-a}\int dx + C = \int_o^t P_i\,dt \,. \qquad (4.46)$$

При расчетах занесения на среднемноголетний приток наносов выражение (4.46) перепишется в виде

$$\frac{V_o}{1-a}\,x + C = t\,G_o \,. \qquad (4.47)$$

Определим постоянную C из граничных условий: $t = 0$, $V_3 = 0$, $x = a$. Тогда (4.47) перепишется в виде

$$\frac{V_o}{1-a}\,x + \frac{V_o\,a}{1-a} = t\,G_o \,. \qquad (4.48)$$

Подставив в (4.47) выражение (4.20), получим

$$\frac{V_o}{1-a}\left[a + (1-a)\frac{V_3}{V_o}\right] - \frac{V_o\,a}{1-a} = t\,G_o \,.$$ Откуда

$$t = V_3 / G_o \,. \qquad (4.49)$$

Согласно уравнению (4.49), при любом заданном объеме занесения, вплоть до предельного V_o, наблюдается полное отложение твердого стока.

Как показывают лабораторные исследования, процесс занесения однородными наносами происходит с образованием конуса отложений, который постепенно перемещается в сторону плотины. При этом имеет место полное отложение наносов до полного занесения бьефа.

Расчет хода занесения верхних бьефов некоторых существующих низконапорных гидроузлов проведен с определением продолжительности занесения по (4.3I) и (4.44). Использование обоих предлагаемых нами формул позволяет проверить надежность положенных в их основу зависимостей и сопоставить результаты расчета друг с другом.

Первый расчет сделан на примере подпертого бьефа Сарыкурганского гидроузла / 83, с. I63 /. Этот гидроузел находится в постоянной эксплуатации с I947 г. Наибольшие отмеченные расходы воды изменялись от I70 до 230 м^3/с, средний расход паводка I86 м^3/с. Начальный объем бьефа $V_н = 0{,}05 \cdot 10^6$ м^3; начальный объем русла $V_{рн} = 0{,}0I9 \cdot 10^6$ м^3 (для $\mathcal{L}_н = 350$ м). Среднемноголетний годовой сток донных наносов $G_o = 0{,}I28 \cdot 10^6$ м^3 / I63, с. 5, табл. I /. Согласно кривой фракционного состава, заимствованной из работы В.Н.Шолохова $\mathcal{D} = 300$ мм и $d_{ср} = 88$ мм. Показатель степени по формуле (4.II) $\eta = I{,}34$. Параметр $a = V_{рн}/V_н = 0{,}38$; $I - a = 0{,}62$; $a^\eta = 0{,}27$; $a^{\eta-1} = 0{,}7I9$; $I - a^\eta = 0{,}73$. Предельно заносимый объем верхнего бьефа $V_o = I{,}26 \cdot 10^6$ м^3. Параметры $A_o = 0{,}859$ и $A = 0{,}863$ определены соответственно по формулам (4.22) и (4.38). Параметры занесения $\Phi_1 = I3{,}8$ лет $\Phi_3 = I0{,}25$ лет рассчитаны соответственно по зависимостям (4.30) и (4.43). На рис. 4.4. сопоставлены расчеты по предлагаемому методу с данными натурных исследований и с вычислениями В.С.Лапшенкова / 88, с. 2I2 /. Как следует из рис. 4.4 (I) результаты расчета хода занесения верхнего бьефа по формуле (4.44) лучше соответствуют натурным данным и практически совпадают с итогом, полученным по методу В.С.Лапшенкова. Результаты вычислений по (4.3I) несколько превышают натурные данные, однако, можно считать, что использование этой формулы тоже приемлемо.

Начальная емкость Кампырраватского бьефа / 83, с. 163 / $V_н$ = 0,224·10^6 м^3. Объем русла в пределах начальной длины кривой подпора, по расчетам В.С.Лапшенкова, равен $V_{рн}$ = 0,132·10^6 м^3; $\mathcal{D}$ = 130 мм; $d_{ср}$ = 80 мм. Показатель степени $\eta = 3{,}5\, d_{ср}/\mathcal{D} - d_{ср} \cong 1{,}0$, a = 0,59; 1 − a = 0,41; a^{η} = 0,59; 1 − a^{η} = 0,41. Предельно заносимый объем V_o = 0,241·10^6 м^3; G_o = 0,15·10^6 м^3. A_o = 1,0, A = 0,883, Φ_1 = 3,92 лет, Φ_3 = 3,45 лет. Результаты расчета и натурные данные нанесены на график (рис. 4.4. (П) , согласно которому расчет по предлагаемой методике хорошо согласуется с фактическими данными.

Первоначальный объем Верхнезеравшанского бьефа $V_н$ = 0,875·10^6 м^3. Начальный объем русла $V_{рн}$ = 0,175·10^6 м^3. Показатель степени η = 1,27; $\mathcal{D}$ = 150 мм, $d_{ср}$ = 40 мм. Параметр $a = V_{рн}/V_н$ = 0,20; K_c = 1 − 0,2 = 0,8. a^{η} = 0,129; $a^{\eta-1}$ = 0,646; 1 − a^{η} = 0,871. Предельно заносимый объем V_o = 5,0·10^6 м^3; G_o = 0,16·10^6 м^3. Параметры A_o = 0,823; A = 0,78, Φ_1 = 37,3 лет и Φ_3 = 24 года. На рис. 4.4 (Ш) результаты расчета хода занесения по формуле (4.44) лучше соответствуют данным натурных исследований, чем по формуле (4.31).

Первоначальная емкость Газалкентского бьефа / 163, 83 / $V_н$ = 1,8·10^6 м^3 / 83, с. 213 /. Начальный объем русла $V_{рн}$ = 0,192·10^6 м^3 / 163, с. 237-238 /. Параметр $a = V_{рн}/V_н$ = 0,192/1,8 = 0,106; K_c = 1 − a = 0,894. $\mathcal{D}$ = 180 мм, $d_{ср}$ = 50 мм, η = 1,35, a^{η} = 0,0485, $a^{\eta-1}$ = 0,455, 1 − a^{η} = 0,951. Предельно заносимый объем бьефа $V_o = V_п - V_р'$ = 2,64−0,63 = 2,01·10^6 м^3. Среднемноголетний сток наносов равен G_o = 0,164·10^6 м^3 / 163, с. 13 /. Параметры A_o = 0,73, A = 0,74, Φ_1 = 14 лет, Φ_3 = 7,5 лет. Отметим, что в верхнем бьефе в начальный период эксплуатации одновременно с занесением наблюдалось отложение взвешенных наносов, объем которых приближенно составил W_3 = 0,30·10^6 м^3 / 163, с. 13 /.

На рис. 4.4. (IУ) нанесены результаты расчета по предлагаемому методу и данные натурных исследований. Отмечается наилучшее совпадение натурных данных с результатом расчета по формуле (4.44).

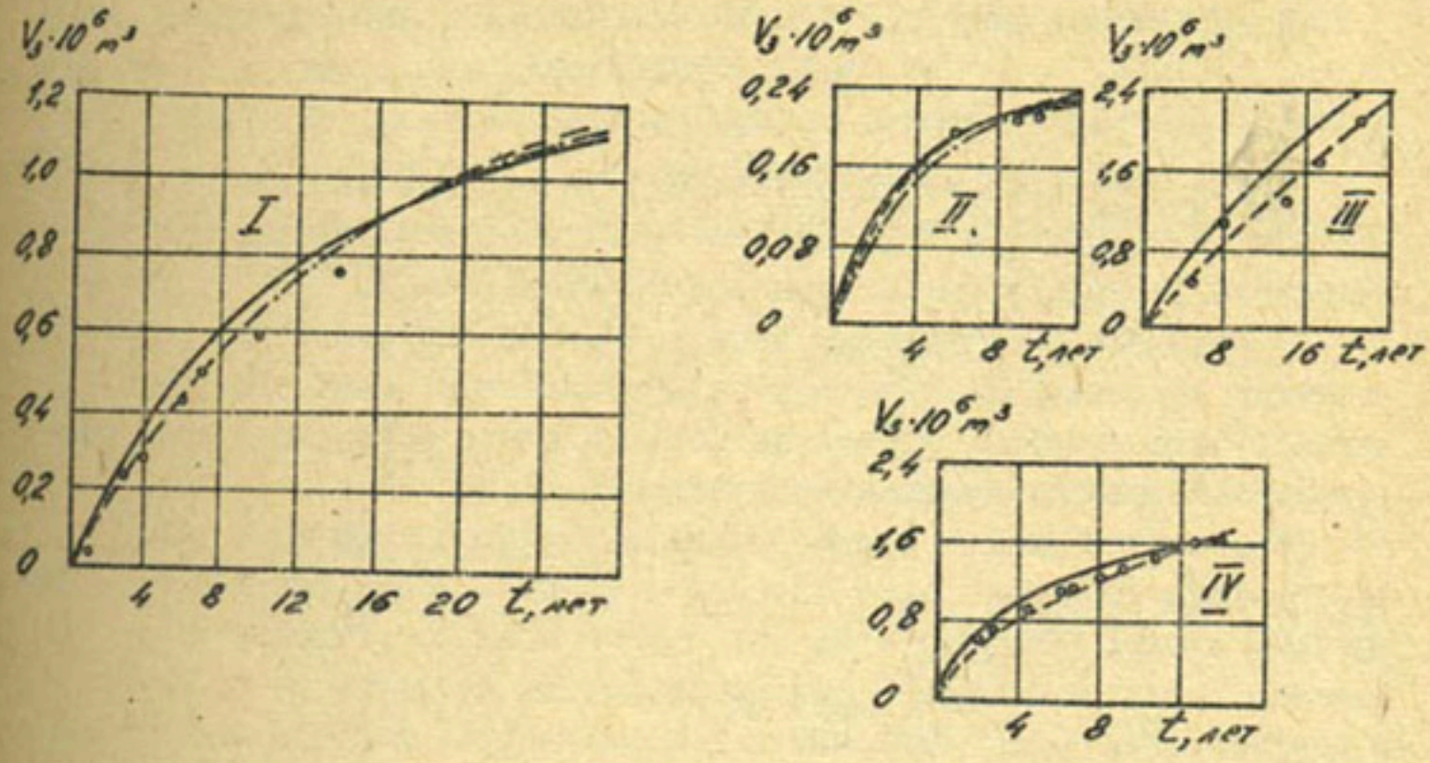


Рис. 4.4. Графики изменения объемов отложений в бьефах низконапорных гидроузлов по расчету и натурным данным:

I - Сарыкурганский бьеф; II - Кампырраватский;
III - Верхнезеравшанский; IV - Газалкентский.

○ - натурные данные; ——— - расчет по формуле (4.31);
– – – – расчет по выражению (4,44);
—·— - расчет по методу В.С.Лапшенкова

5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЗОН ЗАТОПЛЕНИЯ В ПРОЦЕССЕ ЭКСПЛУАТАЦИИ ВОДОХРАНИЛИЩ

При проектировании водохранилищ обычно зоны затопления определяются по плану в горизонталях для проектной отметки НПУ, а плоскость зеркала воды принимается горизонтальной.

В процессе эксплуатации по мере заиления и занесения водохранилищ первоначальные уровни воды меняются за счет отложения наносов. Это вызывает изменение формы и длины кривых подпора, а, соответственно, и площади затопления.

Наибольший подъем уровней воды наблюдается обычно в зоне пересечения горизонтальной плоскости зеркала водохранилища с бытовым руслом. Поэтому если для любого момента заиления и занесения известны высотное положение кривых подпора, то по плану в горизонталях можно определить дополнительные площади затопления.

Приемы построения кривых свободной поверхности можно разделить на две основные группы:

методы построения кривой свободной поверхности, основанные на применении уравнения Бернулли для расчетных участков; их часто называют методами суммирования;

методы приведения фактического русла к некоторому фиктивному призматическому или цилиндрическому с постоянным уклоном дна.

Первая группа методов применяется на практике наиболее часто. При этом суммирование превышений уровня воды по расчетным створам выполняется аналитически или графически, и этим методы отличаются друг от друга.

Однако известные методы не учитывают процесс заиления или занесения, и могут быть использованы для каждого конкретного периода отложения наносов при условии, если известны уклон дна, коэффициент шероховатости русла в бьефе на отдельных его участках. К сожалению, каждый из указанных факторов весьма существенно изменяется во времени и, как правило, сведения по ним отсутствуют. Это не дает возможности использовать указанные методы для прогноза изменения кривых подпора.

Расчету положения кривых подпора в верхних бьефах гидроузлов в процессе заиления и занесения посвящено много работ / 7, 8, 29, 88, 101, 162, 163 и др. /. Однако такие вопросы как положение кривых подпора на любой момент заиления и занесения, влияние фракционного состава на характер кривых подпора при занесе-

нии, распределение крупности отложившихся наносов и ряд других не нашли должного отражения в них.

Расчетные схемы построения кривых подпора и распределения наносов в водохранилищах и заиляемых верхних бьефах гидроузлов представлены на рис. 5.I. Начальная длина кривой подпора определяется приближенно по выражению

$$\mathcal{L}_н = K\frac{H_п - H_б}{J_б} = K\frac{\Delta H}{J_б}\ , \qquad (5.I)$$

где К = I,0 ÷ I,2.

Степень осветления в расчетном створе верхнего бьефа может быть представлена в виде $\mathcal{E} = 1 - \rho_i/\rho$.

С.Т.Алтунин предложил определять величину уклона по формуле

$$J = \left(\frac{A}{n}\right)^{0,213} \cdot \frac{1}{Q^{0,107}} \cdot \left(\frac{\rho U}{\Gamma}\right)^{0,71},$$

где Г = 3300. Используя зависимость Ф.Ш.Мухамеджанова $n = 0,4\,J^{0,3}$, полученную по данным натурных исследований заиления верхних бьефов и водохранилищ, формулу С.Т.Алтунина можно представить в виде $J = \frac{1,2\,A^{0,2}}{Q^{0,1}}\left(\rho U/\Gamma\right)^{2/3}$.

Для условий транспортирования потоком всех фракций взвешенных наносов, по рекомендациям С.Т.Алтунина / II, с. 9 / параметр A изменяется в пределах I - I,3, а значение $A^{0,2} \approx$ I,0. Это позволяет записать

$$J = 0,006\,\frac{(\rho U)^{2/3}}{Q^{0,1}}\ , \qquad (5.2)$$

где $I,2/(3300)^{2/3} = 0,006$.

В.С.Лапшенков / 83, с. 66 / рекомендует близкую по структуре формулу.

Составляя с помощью (5.2) отношение уклонов в створе водохранилища и в русле, в котором поток транспортирует расчетное количество наносов, получим

$$J_i = J(1-\mathcal{E})^{2/3}(U_i/U)^{2/3}\ .$$

Преобразовав полученную зависимость с помощью формулы для определения гидравлической крупности

$$\frac{U_i}{U} = \left(\frac{P_i}{P}\right)^2\ , \quad / \text{ 83, с. 87 } /$$

учитывающей изменение фракционного состава взвеси в процессе осаждения наносов, получим

$$J_t = J(1-\mathcal{E})^2. \qquad (5.3)$$

Уклон J определяется по формуле (5.2) для условия транспортирования всех фракций взвешенных наносов. Степень осветления в расчетном створе верхнего бьефа в процессе заиления можно определять по зависимости (3.14) или приближенно по выражению (3.26), приняв допущение, что $W_3/W_0 \approx W_3/W_H$.

Для построения кривых подпора верхний бьеф разбивается на расчетные бьефы (участки). Первый бьеф располагается выше створа I, второй выше створа П, включая и первый бьеф. За расчетный бьеф, по предложению В.С.Лапшенкова, принимается объем воды, находящийся выше расчетного створа, т.е. в расчетном створе как бы расположена плотина, которая создает подпор с заданным объемом, находящимся выше по течению.

После этого по формуле (3.6) определяется первоначальная степень осветления расчетных бьефов и выявляется створ, в котором $\mathcal{E}$ =I,0. Расчет по формуле (3,6) приемлем для створов с $\mathcal{E}$< I,0

Для бьефов, заиляющихся в две стадии, створ, где полностью прекратится осаждение наносов из-за полного осветления воды, сначала располагается выше плотины и, постепенно смещаясь вниз по течению, достигает створа плотины в конце первой стадии заиления. Поэтому время первой стадии заиления для расчетных бьефов можно использовать как характеристику, определяющую период времени, по истечении которого выпадение мельчайших частиц достигнет расчетного створа.

На рис. 5.I показан бьеф, в котором для начального момента (t = 0) степень осветления в створе I равна $\mathcal{E}$ = I,0. Выше створа I уклоны будут постепенно возрастать в зависимости от характера изменения степени осветления, ниже створа I и до плотины $J \cong 0$, согласно (5.2) при ρU = 0. Выше створа П, где $t = t_1$ и $\mathcal{E}$ = I,0, кривая подпора будет возрастать, от створа П и до плотины - $J \cong 0$. Значит, кривая подпора состоит из двух участков (рис. 5.I, б). Первый - горизонтальный длиной $\mathcal{L}_1$ и второй - $\mathcal{L}_2$, на котором уклоны водной поверхности в расчетных створах вычисляются по выражению (5.3).

По имеющимся расстояниям и средним уклонам между створами определяются превышения уровней воды между створами и на всей длине второго участка кривой подпора.

Длину первого и второго участков определяют, исходя из продольного профиля верхнего бьефа. Так, длину первого участка - как расстояние от створа, начиная с которого $\mathcal{E} = 1{,}0$, и до створа плотины, а второго - как расстояние от предыдущего створа с $\mathcal{E} = 1{,}0$ до точки пересечения расчетного профиля кривой подпора с бытовым уровнем в реке.

Длину второго участка можно определить приближенно по зависимости

$$\mathcal{L}_2 = \frac{\Delta H - \mathcal{L}_1 J_б}{J_б - J_{ср}} . \qquad (5.4)$$

В выражении (5.4) $J_{ср}$ принимается как средневзвешенный по расстояниям между створами. Для этого необходимо вначале вычислить средние уклоны между створами, а затем - средневзвешенный на всем втором участке по выражению

$$J_{ср} = \frac{J_1 l_1 + J_2 l_2 + \cdots + J_n l_n}{\sum_{1}^{n} l_i} . \qquad (5.5)$$

Расчет распределения отложений начинают проводить с верхнего расчетного бьефа (бьеф № I) выше створа I (рис. 5.I б), где отложения наносов имеют форму треугольной пирамиды. Далее разность объемов заиления $(\Delta W_3)_2$ бьефов П и I делится на длину второго расчетного участка. Так определяется средняя площадь заиления между створами П и I. Затем вычисляется площадь заиления в створе П по выражению $\omega_2 = 2\omega_{ср} - \omega_1$.

По кривым $\omega = f(h)$ или при известной ширине створа вычисляются глубины отложений наносов. Эти данные позволяют выявить величину заиления мертвого и полезного объемов и выполнить корректировку кривых объемов водохранилища от высоты наполнения.

На рис. 5.2 приведена схема к расчету кривой подпора в процессе занесения верхних бьефов низконапорных гидроузлов. После возведения плотины кривая подпора в начальный момент распространяется на длину $\mathcal{L}_н$. По мере занесения верхнего бьефа эта кривая постепенно распространяется вверх по течению, вызывая повышение уровней воды в зоне подпора. Наибольший подъем горизонта воды наблюдается в створе первоначального выклинивания кривой подпора. На участке подпора уклоны водной поверхности постепенно уменьшаются от бытового русла в створе выклинивания до уклона в створе плотины.

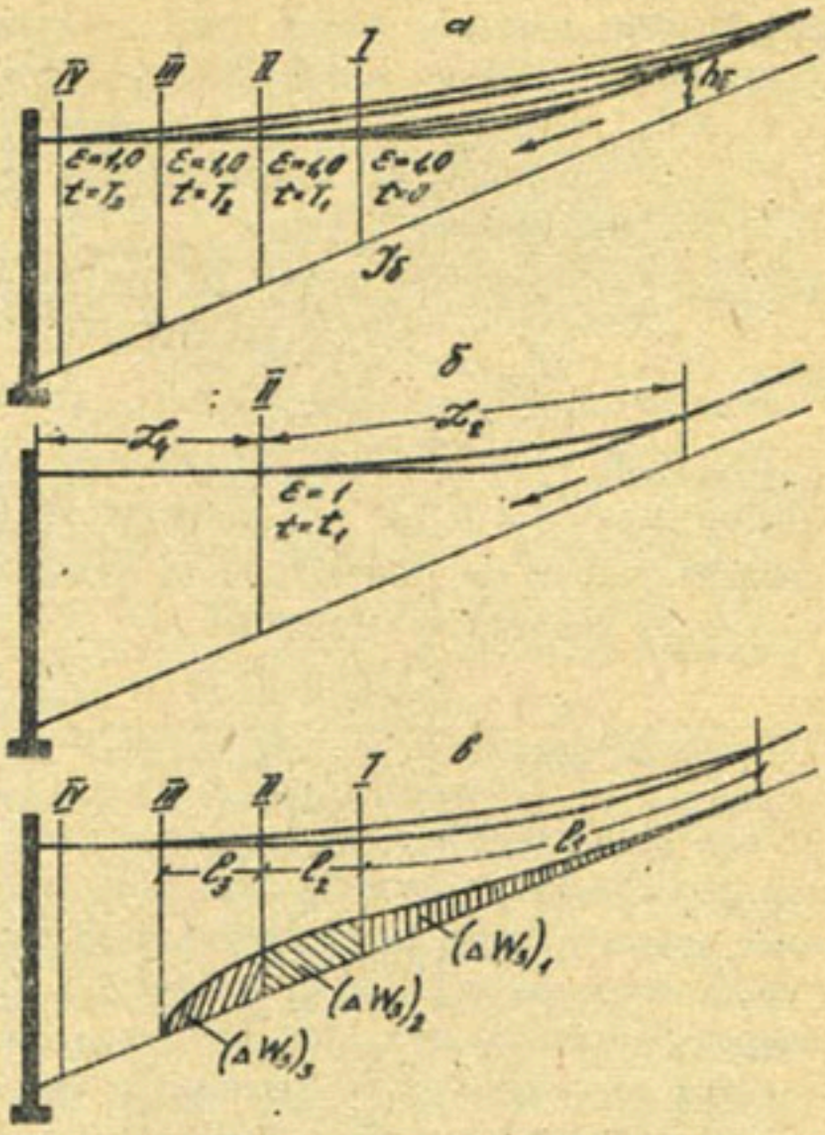


Рис. 5.I. Расчетные схемы построения кривых подпора (а, б) и распределения отложившихся наносов по длине заиляющихся верхних бьефов (в):

I, П, Ш, IУ - створы; l_1, l_2, l_3 - длина расчетных участков; $\mathcal{L}_1$, $\mathcal{L}_2$ - участки кривой подпора; ΔW_3 - объемы заиления по участкам

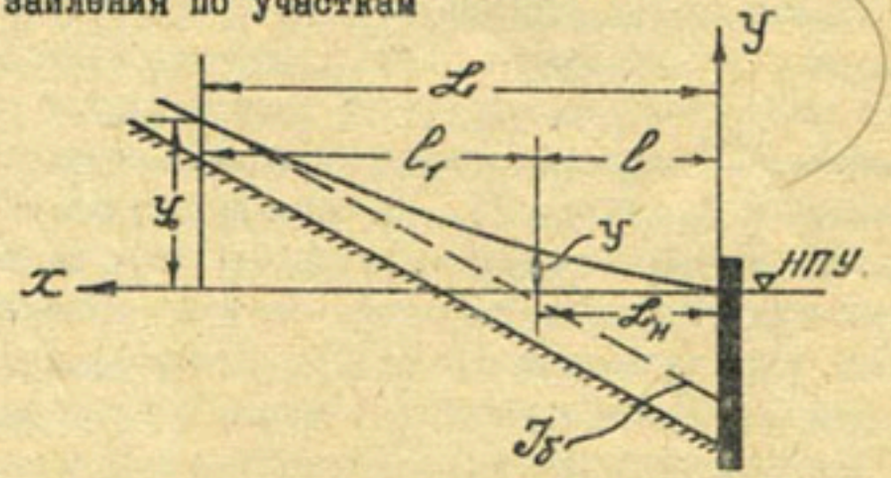


Рис. 5.2. Расчетная схема кривой подпора в верхних бьефах низконапорных гидроузлов

Для определения расхода наносов целесообразно использовать формулу И.В.Егиазарова для расчетного створа в виде

$$\mu_e = \frac{K' q_e \left(J_e - J_0 \frac{H_0}{H_e}\right)}{C_e \cdot H_e^{0.5} \cdot H_0 J_0}, \qquad (5.6)$$

а для бытовых условий в створе выклинивания кривой подпора –

$$\mu_б = \frac{K' q_e \left(J_б - J_0 \frac{H_0}{H_б}\right)}{C_б \cdot H_б^{0.5} H_0 J_0}. \qquad (5.7)$$

Разделив (5.6) на (5.7) и полагая $q_e = q_б$ (русло постоянной ширины и $Q = const$), имеем

$$\mu_e / \mu_б = \frac{J_e - J_0 (H_0 / H_e)}{(J_б - J_0 H_0 / H_б) C_e / C_б (H_e / H_б)^{0.5}}. \qquad (5.8)$$

Решив (5.8) относительно уклона, получим

$$J_e = \frac{\mu_e}{\mu_б}\left(J_б - J_0 \frac{H_0}{H_e}\right)\frac{C_e}{C_б}\left(\frac{H_e}{H_б}\right)^{0.5} + J_0 \frac{H_0}{H_e}. \qquad (5.9)$$

Подставив значения C и H из формулы Шези при $y' = 1/5$ в $\frac{C_e}{C_б}$, $\frac{H_e}{H_б}$, $\frac{H_0}{H_e}$ зависимости (5.7), получим при ($n_б \cong n_e$)

$$J_e = \frac{\mu_e}{\mu_б}\left(J_б - J_0 \frac{H_0}{H_e}\right)\left(\frac{J_б}{J_e}\right)^{0.206} + J_0 \left(\frac{J_e}{J_0}\right)^{0.295}. \qquad (5.10)$$

Из граничных условий при $\mu_e = 0$, $J_e = J_0$, а также при $\mu_e = \mu_б$, $J_e = J_б$ (5.10) можно записать

$$J_e = \frac{\mu_e}{\mu_б}\left(J_б - J_0\right) + J_0. \qquad (5.11)$$

Значения уклонов по формулам (5.10) и (5.11) будут одинаковые только на границах участка размыва. Для выяснения точности выражения (5.11) вычислили уклоны по выражениям (5.10) и (5.11), используя начальные условия некоторых конкретных задач. Причем расчет по выражению (5.10) выполнен методом подбора.

Сравнение с помощью графиков (рис. 5.3) показало, что формула (5.10) вполне может быть аппроксимирована более простым выражением (5.11)

Обозначим количество наносов, отложившихся в бьефе выше расчетного створа, через $\mu_б - \mu_e$, тогда для доли наносов,

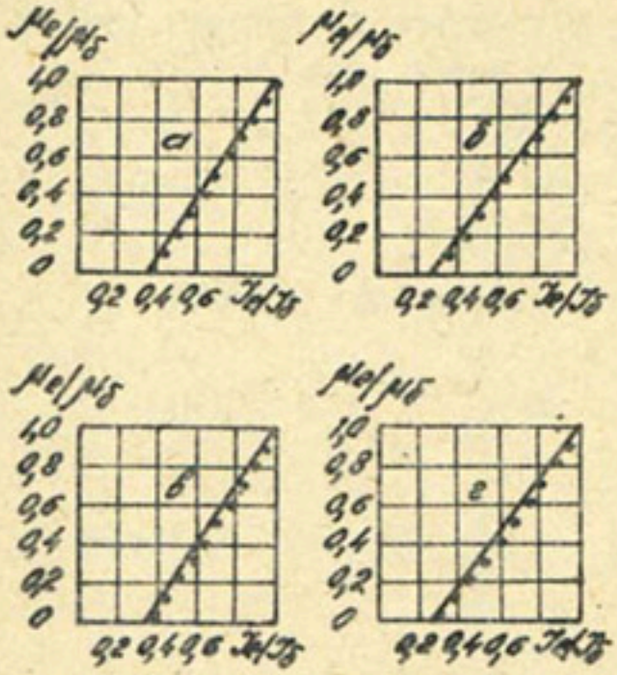


Рис. 5.3. Расчетные графики $J_\ell / J_б = f(\mu_\ell / \mu_б)$
● – по формуле (5.I0),
—— – по выражению (5.II);
а – Сырдарья, б – Амударья,
в – Вахш, г – Теджен

отложившихся выше расчетного створа, или степени осветления можно записать выражение

$$\varepsilon_\ell = 1 - \frac{\mu_\ell}{\mu_б},$$ откуда

$$\frac{\mu_\ell}{\mu_б} = 1 - \varepsilon_\ell. \qquad (5.I2)$$

Формула (5.II) с учетом (5.I2) перепишется

$$J_\ell = (1 - \varepsilon_\ell)(J_б - J_0) + J_0. \qquad (5.I3)$$

Для определения степени осветления бьефа целесообразно использовать зависимость

$$\varepsilon = 1 - \left(\frac{V_p}{V_c}\right)^n.$$

На рис. 5.4 приведены значения V_p / V_c в зависимости от относительной длины зоны занесения ℓ / L в пределах длины кривой подпора L, вычисленные по данным многолетних измерений в верхнем бьефе Сарыкурганского гидроузла, охватывающих различные этапы занесения. Как следует из рис. 5.4, натурные точки достаточно удовлетворительно располагаются относительно прямой, построенной по выражению

$$V_p / V_c = 1 - K_p \frac{\ell}{L}. \qquad (5.I4)$$

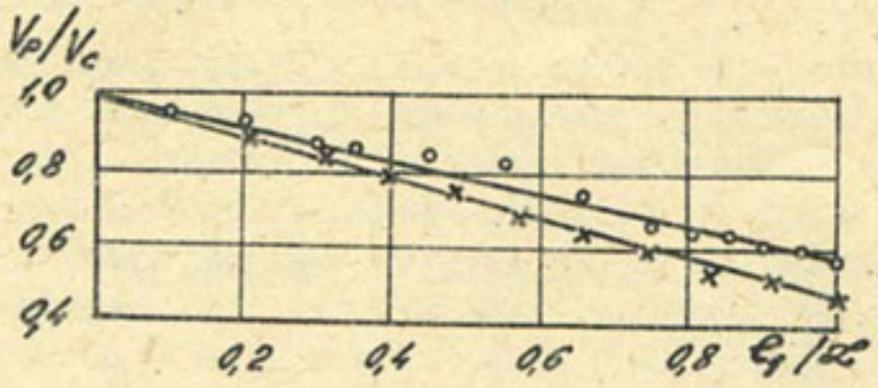


Рис. 5.4. График зависимости V_p / V_c от относительной длины подпора в верхнем бьефе Сарыкурганского гидроузла: × – I950 г.; ○ – I954 г.

Решив совместно (5.I4) и (4.I3), получим

$$\mathcal{E}=1-\left(1-K_p\frac{l_1}{\mathcal{L}}\right)^{n}. \qquad (5.I5)$$

Для определения K_p используем граничное условие $l_1=\mathcal{L}$; при этом степень осветления $\mathcal{E}$ будет равна степени осветления в створе гидроузла $\mathcal{E}_{\mathcal{L}}$. Из формулы (5.I5) получим

$$K_p=1-\left(1-\mathcal{E}_{\mathcal{L}}\right)^{1/n}. \qquad (5.I6)$$

Из выражения (4.I8) с учетом (4.20) и (4.26) для степени осветления получим $\mathcal{E}=\left(1-a^{n}\right)e^{-\sum_{0}^{t}G_i/\Phi}$. (5.I7)

При расчетах на среднемноголетний сток наносов ($\sum_{0}^{t}G_1=tG_0$) выражение (5.I7) перепишется в виде

$$\mathcal{E}=\left(1-a^{n}\right)e^{-t/\Phi_1}, \qquad (5.I8)$$

где Φ_1 определяется по выражению (4.30).

Формулу (5.I8) можно использовать для любого створа, в том числе и плотины, если принять предложение В.С.Лапшенкова рассматривать для этого створа, расположенный выше его объем воды в бьефе, как расчетный.

Например, при определении степени осветления $\mathcal{E}_{\mathcal{L}}$ в створе плотины для всего бьефа, расположенного выше плотины, в формулу (5.I8) подставляются V_0, a, A_0. Если же определяется степень осветления $\mathcal{E}_{\ell}$ в створе ℓ, то в формулу (5.I8) подставляются V_0', a', A_0', вычисленные для части бьефа, расположенного выше створа ℓ.

Решив совместно (3.26) и (3.29), получим

$$\mathcal{E}=\mathcal{E}'e^{-t/E}. \qquad (5.I9)$$

Формулы (5.I8) и (5.I9) имеют идентичную структуру. Но формула (5.I8) в отличие от (5.I9) не требует дополнительных громоздких вычислений для определения первоначальной степени осветления $\mathcal{E}'$.

Формула (5.I6) с учетом (5.I8) примет вид

$$K_p=1-\left[1-\left(1-a^{n}\right)e^{-t/\Phi_1}\right]^{1/n}. \qquad (5.20)$$

Из формулы (5.I5) имеем $$1-\varepsilon=\left(1-K_p\frac{\ell_1}{\mathcal{L}}\right)^{\eta}. \qquad (5.21)$$

Подставив (5.2I) в (5.I3), получим

$$J_\ell=\left(1-K_p\frac{\ell_1}{\mathcal{L}}\right)^{\eta}(J_б-J_0)+J_0. \qquad (5.22)$$

Выражая уклон открытых русл, как принято в гидравлике, через тангенс угла наклона касательной к свободной поверхности, т.е., полагая $J=-dy/d\ell$, получим

$$-dy=\left[\left(1-K_p\frac{\ell_1}{\mathcal{L}}\right)^{\eta}(J_б-J_0)+J_0\right]d\ell. \qquad (5.23)$$

После интегрирования

$$-y=(J_б-J_0)\int\left(1-K_p\frac{\ell_1}{\mathcal{L}}\right)^{\eta}d\ell+J_0\int d\ell+C. \qquad (5.24)$$

Первый интеграл правой части (5.24) решается так:

$$(J_б-J_0)\int\left(1-K_p\frac{\ell_1}{\mathcal{L}}\right)^{\eta}d\ell=-\frac{\mathcal{L}(J_б-J_0)}{K_p(\eta+1)}\left(1-K_p\frac{\ell_1}{\mathcal{L}}\right)^{\eta+1}+C.$$

С учетом полученного решения выражение (5.24) перепишется в виде

$$y=\frac{\mathcal{L}(J_б-J_0)}{K_p(\eta+1)}\left(1-K_p\frac{\ell_1}{\mathcal{L}}\right)^{\eta+1}-J_0\ell+C. \qquad (5.25)$$

После определения C при условии $\ell_1=\mathcal{L}$; $y=0$ получим

$$y=\frac{\mathcal{L}(J_б-J_0)}{K_p(\eta+1)}\left[\left(1-K_p\frac{\ell_1}{\mathcal{L}}\right)^{\eta+1}-(1-K_p)^{\eta+1}\right]+J_0(\mathcal{L}-\ell_1). \qquad (5.26)$$

С ростом длины кривой подпора $\mathcal{L}$ будет увеличиваться и расстояние ℓ_1 от места выклинивания кривой подпора до расчетного створа, что для практических целей малоудобно. Поэтому введем в расчетные формулы расстояние от плотины до расчетного створа, которое обозначим ℓ. Тогда $\ell=\mathcal{L}-\ell_1$. С учетом новых обозначений формула (5.26) примет вид

$$y=\frac{\mathcal{L}(J_б-J_0)}{K_p(\eta+1)}\left\{\left[1-K_p\left(1-\frac{\ell}{\mathcal{L}}\right)^{\eta+1}\right]-(1-K_p)^{\eta+1}\right\}+J_0\ell. \qquad (5.27)$$

Последним слагаемым формулы (5.27) иногда можно пренебречь,

ввиду малого значения J_0 по сравнению с $J_б$.

Выражение (5.27) предоставляет собой параболу, показатель степени которой зависит от коэффициента разнородности состава наносов. При $\eta = I$ (5.27) принимает вид параболы второй степени, которую в общем виде $y = a_1 x^2 + b_1 x + c_1'$ предлагал И.А.Бузунов для расчета кривых подпора в зоне занесения верхнего бьефа.

Уравнение (5.27) позволяет определить положение кривой подпора в любом расчетном створе, расположенном на расстоянии ℓ от плотины, для любого момента занесения, так как $K_р$ зависит от времени занесения и определяется выражением (5.20). Но для заданного t длина кривой подпора принимает различные значения и также должна быть известной. Поэтому необходимо определить длину распространения кривой подпора в процессе занесения верхнего бьефа.

Подставив в (5.26) $\ell_1 = 0$ и $y = y_0 = J_б \cdot \mathcal{L} - (H_п - H_б)$, получим

$$y_0 = J_б \mathcal{L} - (H_п - H_б) = \frac{\mathcal{L}(J_б - J_0)}{K_р(\eta+1)} \left[1 - (1-K_р)^{\eta+1}\right] + J_0 \mathcal{L}$$

или

$$H_п - H_б = \mathcal{L}(J_б - J_0)\left[1 - \frac{1-(1-K_р)^{\eta+1}}{K_р(\eta+1)}\right],$$

откуда

$$\mathcal{L} = \frac{K_р(\eta+1)}{K_р(\eta+1) + (1-K_р)^{\eta+1} - 1} \cdot \frac{H_п - H_б}{J_б - J_0} \qquad (5.28)$$

Пренебрегая влиянием J_0, (5.28) можно записать в виде

$$\mathcal{L} = K_1 \frac{H_п - H_б}{J_б} = K_1 \mathcal{L}_н , \qquad (5.29)$$

где

$$K_1 = \frac{K_р(\eta+1)}{K_р(\eta+1) - (1-K_р)^{\eta+1} - 1} , \qquad (5.30)$$

Отметим, что С.Т.Алтунин, В.Н.Шолохов для расчета длины кривой подпора предложили формулу $\mathcal{L} = K_а \frac{H_п - H_б}{J_б}$. По С.Т.Алтунину, для конца первого периода занесения $K_а = I,2$, для вто-

рого - K_a = 5,5, третьего (полное занесение) - K_a = IO. По В.Н.Шолохову, для конца первого периода K_a = I,8-2,0, второго - K_a = 3-4 (для широких бьефов в конце первого периода K_a = 2,0), третьего - (K_a = 5,5), для четвертого (полное занесение) - K_a = IO.

Для выяснения диапазона изменений коэффициента K_l проведены подсчеты по формулам (5.30) и (5.I6) для случая η = I,0, отвечающего коэффициенту разнородности наносов $\mathcal{D}/d_{cp}$ = 4,5 при значениях ε_x равных I,0; 0,5; 0,2; 0,I. В результате получено K_l = 2,0; 4,0; IO и 20. Сопоставив полученные коэффициенты с рекомендуемыми С.Т.Алтуниным и В.Н.Шолоховым, можно отметить, что коэффициент удлинения кривой подпора может превышать указанное ими предельное значение: K_a = IO. Это объясняется тем, что натурные и лабораторные данные охватывают лишь неполную часть общей длины кривой подпора.

При практических расчетах надо учитывать возможное отклонение результатов расчета от фактических данных при наличии на реке участков с резким изломом продольного профиля.

Наряду с расчетом кривых подпора необходимы сведения по крупности донных наносов, которые проносятся потоком в расчетных створах, а также у гидроузла. Приводим метод расчета распределения крупности транспортируемых донных наносов.

Из формулы (4.3) для определения наибольшего диаметра передвигающихся частиц, можно записать выражение следующего вида

$$d_\ell = (1-\varepsilon_\ell)^m \mathcal{D} \quad . \tag{5.3I}$$

А.Г.Пулатов используя (5.I5), предложил для определения наибольшего диаметра смеси формулу / III, с. 76 /

$$d_\ell = \left(1-K_p \frac{\ell_1}{L}\right)^{3,5} \mathcal{D} \quad . \tag{5.32}$$

При практических расчетах в (5.32) целесообразно расстоянием ℓ от расчетного створа до плотины заменить расстояние от расчетного створа до створа выклинивания кривой подпора, т.е. $\ell_1 = L-\ell$. Тогда выражение (5.32) примет вид

$$d_\ell = \left[1-K_p\left(1-\frac{\ell}{L}\right)\right]^{3,5} \mathcal{D} \quad . \tag{5.33}$$

Общий процент фракций $d \leq d_\ell$ в бытовом составе наносов определяется по формуле

$$P_{d_\ell} = \left(\frac{d_\ell}{\mathcal{D}}\right)^{\frac{1}{m}} \cdot 100 = \left[1 - K_p\left(1 - \frac{\ell}{\mathcal{L}}\right)\right]^n . \qquad (5,34)$$

Если принять за 100 % количество прошедших через створ наносов и. $d_\ell = \mathcal{D}'$, то процент каждой фракции $d_i < d_\ell$ для нового состава наносов можно найти по выражению / 110, с. 186 /

$$P'_{d_i} = \frac{P_{d_i}}{P_d} \cdot 100 = \frac{d_i^{\frac{1}{m}} \mathcal{D}^{\frac{1}{m}} \cdot 100}{d_\ell^{\frac{1}{m}} \cdot \mathcal{D}^{\frac{1}{m}} \cdot 100} \cdot 100 = \left(\frac{d_i}{d_\ell}\right)^{\frac{1}{m}} \cdot 100, \qquad (5.35)$$

где P_{d_i} – процент фракций $d_i < d_\ell$, принимаемый по кривой суммарного фракционного состава наносов в бытовых условиях.

Так как по (5.20) $K_p = f(t)$, то по (5.33) можно определить $d_\ell = f(t)$ и расчитать процент фракций в новой смеси наносов по выражению (5.35) для любого расчетного створа.

Сопоставление результатов расчета с данными натурных исследований распределения крупности транспортируемых донных наносов по створам подпертого бьефа провели на примере Сарыкурганского гидроузла. Наибольший диаметр смеси наносов, проходящих через расчетный створ, определили по (5.33). Входящие в эту формулу значения K_p , $\mathcal{L}$, K_1 – соответственно по (5.20),(5.29),(5.30). Расчетные максимальные диаметры транспортируемых донных наносов несколько меньше наибольших диаметров по данным анализа проб донных отложений (табл. 5.I). В действительности так и должно быть, так как в рассматриваемом створе могут откладываться только частицы $d_{om} > d_\ell$. В целом же можно считать, что результаты расчета удовлетворительно совпадают с натурными данными.

Теперь можно сделать расчет кривой подпора и распределения объемов заиления по длине верхнего бьефа.

Например, для Фархадского гидроузла. Он вступил в эксплуатацию в 1946 г. Начальная емкость бьефа по поперечным профилям составляла $253 \cdot 10^6$ м^3, а по данным планиметрирования по горизонталям, – $265 \cdot 10^6$ м^3. В литературе встречается как первый, так и

Таблица 5.I

Результаты расчета и данные натурных измерений максимальных диаметров донных отложений в расчетных створах верхнего бьефа для t = I3 лет

t, лет	L, м	l, м	$1-\frac{l}{L}=x_1$	$x_1 \cdot K_p=x_2$	$1-x_2=x_3$	$x_3^{3,5}=x_4$	d_ℓ по расчету	d_ℓ натурные данные	% расхождения
I3	2353,75	400	0,8I3	0,I9I	0,809	0,476	I4I,8	I58	-I0,6
		700	0,708	0,I6I	0,839	0,54	I62,3	I90	-I7,0
		900	0,6I8	0,I42	0,858	0,585	I75	2I0	-20,0
		II00	0,533	0,I22	0,878	0,634	I90,2	230	-20,9
		I400	0,404	0,093	0,907	0,7I	2I3,2	240	-I2,5
		I800	0,236	0,054	0,946	0,823	247	265	-7,2
		2200	0,066	0,0I5	0,985	0,948	284,5	270	+5,8

Примечание. Натурные исследования верхнего бьефа Сарыкурганского гидроузла произведены Р.В.Тимировой.

Таблица 5.2

Распределение объемов воды по длине верхнего бьефа Фархадского гидроузла

Номер створа	L_ℓ, км	$W_н$ $I0^6$ м^3	$W_р$ $I0^6$ м^3	$\frac{W_р}{W_н}$	ε'	$W_н'$	$W_з'$ $I0^6$м^3	t_1, лет	$J \cdot I0^{-4}$
Плотина	27,93	253	20	0,08	I,0	I66,6	86,4	2,70	-
I	27,26	249,72	I9,52	0,08	I,0	I62,I	87,6	2,73	-
2	26,56	246,29	I9,02	0,08	I,0	I57,9	88,4	2,76	-
3	23,5I	207,94	I6,84	0,08	I,0	I39,77	67,2	2,I0	-
4	2I,59	I67,8	I5,46	0,092	I,0	I28,36	39,4	I,23	-
5	I8,77	I08,4	I3,44	0,I24	I,0	III,6	0	0	-
6	I6,87	7I,34	I2,08	0,I69	0,60	-	-	-	0,5
7	I4,67	48,8	I0,50	0,2I5	0,42	-	-	-	0,69
8	I2,27	35,28	8,79	0,248	0,33	-	-	-	0,76
9	I0,67	25,20	7,64	0,30	0,26	-	-	-	0,82
I0	8,05	I4,00	5,76	0,4I	0,I6	-	-	-	0,89
II	6,30	9,30	4,5I	0,48	0,I25	-	-	-	0,9I4
I2	2,I5	2,I0	I,54	0,78	0,067	-	-	-	I,0

Примечание. t_1 определено исходя из $G_0 = 32 \cdot 10^6 м^3$

второй объем бьефа, но существенных различий в результатах расчета они не дадут. Поэтому для распределения наносов по длине бьефа примем первый объем.

Выше в табл. 5.2 приведены створы, по которым выполнялись натурные наблюдения за заилением верхнего бьефа. Примем эти створы в качестве расчетных, а весь бьеф условно разделим на ряд бьефов с объемами, расположенными выше каждого створа. Элементы бытового русла определим по формулам С.Т.Алтунина, а уклон - по (5.2) при исходных / 5 /: $Q_п$ = 988 м^3/с; ρ = 2,7 кг/м^3; U = 0,0024 м/с; $\mathcal{L}_н$ = 28 км. В результате получим, что J = 0,00010; B = 199 м; H = 3,6 м; ω = 716,4 м^2. Умножив площадь сечения на расстояния от створа первоначального выклинивания кривой подпора до расчетного створа, определяем объемы русла для расчетных участков.

Первоначальная степень осветления расчетных бьефов определялась по (4.12). Как видно из табл. 5.2 заиление расчетных бьефов выше 5-го створа происходит по второй стадии, так как $\mathcal{E} \leq$ 1,0.

Для расчетных бьефов, заиляющихся в две стадии, сначала определены объемы и сроки заиления первой стадии. Результаты расчета второй стадии заиления на период до 1952 г. пяти расчетных бьефов приведены в табл. 5.3. При выполнении этих расчетов для всех бьефов, расположенных выше створа 5, начальная емкость принята согласно табл. 5.2. Как следует из табл. 5.3, вычисленные объемы заиления выделенных бьефов практически совпадают с данными натурных измерений. Объемы заиления расчетных бьефов позволяют определить объемы заиления между створами и высоту слоя наносов по створам. При этом объем отложений выше створа 10, равный 11,2·10^6 м^3, можно рассматривать как объем, отложившийся в виде треугольной пирамиды.

Общая длина кривой подпора на 1952 г. (6 лет заиления) приближенно определится по (5.4) при $\mathcal{L}_1$ = 0 и при значениях ΔH = 19 м (напор равен 23 м, $H_в \approx$ 4 м), $J_б$ = 0,00067, средневзвешенном уклоне на участке от плотины до створа 10 (по данным табл. 5.2) $J'_{ср}$ = 0,00008. Следовательно, $\mathcal{L}$ = 19/0,00059 = 32 км, а расстояние от плотины до створа 10 составляет 19 км.

Таким образом, объем заиления выше створа 10 необходимо распределить по длине ℓ = 32,2 - 19 = 13,2 км. Площадь заиления в створе 10 будет равна $\omega_н = 2\ W_з/\ell$ = 2·11,2·10^6/13200 = 1697 м^2. Объем заиления между створами 8 и 10 равен разности объемов заиления их расчетных бьефов, т.е.

Таблица 5.3

Распределение объемов заиления по длине Фархадского водохранилища на 1952 г.

Показатель	№ бьефа (створа)					
	2	5	7	8	10	12
$W_н'$ (10^6 м³)	167,9	108,4	48,8	35,18	14,0	-
t_1, лет	2,76	-	-	-	-	-
t_2, лет	4,24	7	7	7	7	-
T, лет	7	7	7	7	7	-
$t_2 G_0$, м³	135,7	224	224	224	224	-
A_1 (10^9) *)	4028	2393	1653	1265	671	-
A_2 (10^{-3}) *)	0,0796	0,096	0,143	0,167	0,267	-
$t_2 G_0 / A_1 = K$	0,0886	0,098	0,135	0,177	0,333	-
$K + A_2 = M$	0,113	0,189	0,278	0,344	0,60	-
M^2	0,0128	0,0358	0,077	0,118	0,36	-
$1/M^2$	78,1	27,9	13,0	8,47	2,80	-
W_3'' (10^6 м³)	79	80,5	35,8	26,8	11,2	-
W_3' (10^6 м³)	88,4	-	-	-	-	-
W_3 10^6 м³						
по расчету	167,4	80,5	35,8	26,8	11,2	-
данные 1952 г.	169,7	82,7	39,2	28,4	12,0	-
$W_3''/W_н'$	0,50	0,74	0,73	0,76	0,80	-
$\mathcal{E}'$	1,0	1,0	0,42	0,33	0,16	-
$\mathcal{E}$	0,5	0,258	0,112	0,079	0,082	-
$J \cdot 10^{-4}$	0,25	0,55	0,78	0,85	0,94	1,0
$J_{ср} \cdot 10^{-4}$	0,125	0,40	0,67	0,81	0,90	1,0
ΔL, км	1,625	6,92	8,92	2,40	8,77	8,77
Δh, м	0,02	0,28	0,26	0,195	0,34	0,38
$\Sigma \Delta h$, м	0,02	0,80	0,56	0,755	1,095	1,48

*) $A_1 = 48,8 W_p^{1,5} \cdot 10^9$; $A_2 = \frac{1}{\sqrt{W_н'}} \cdot 10^{-3}$

$(\Delta W_3)_2 = 26{,}8 \cdot 10^6 - 11{,}2 \cdot 10^6 = 15{,}6 \cdot 10^6$ м³. При расстоянии между створами 3,77 км средняя площадь заиления между створами 8 и 10 $\omega_{ср} = 15{,}6 \cdot 10^6 / 3770 = 4138$ м². Площадь заиления в створе 8 будет равна $\omega_8 = 2\omega_{ср} - \omega_{10} = 8276 - 1623 = 6653$ м² и т.д.

По графикам $\omega = f(h)$ или при известной ширине определяем высоту слоя отложений в створах, исходя из которой можно распределить объемы заиления между мертвым и полезным объемами водохранилища.

На рис. 5.5. показаны кривые подпора, построенные по результатам расчетов (см. табл. 5.3), а также по данным натурных измерений при расходе 710 м³/с.

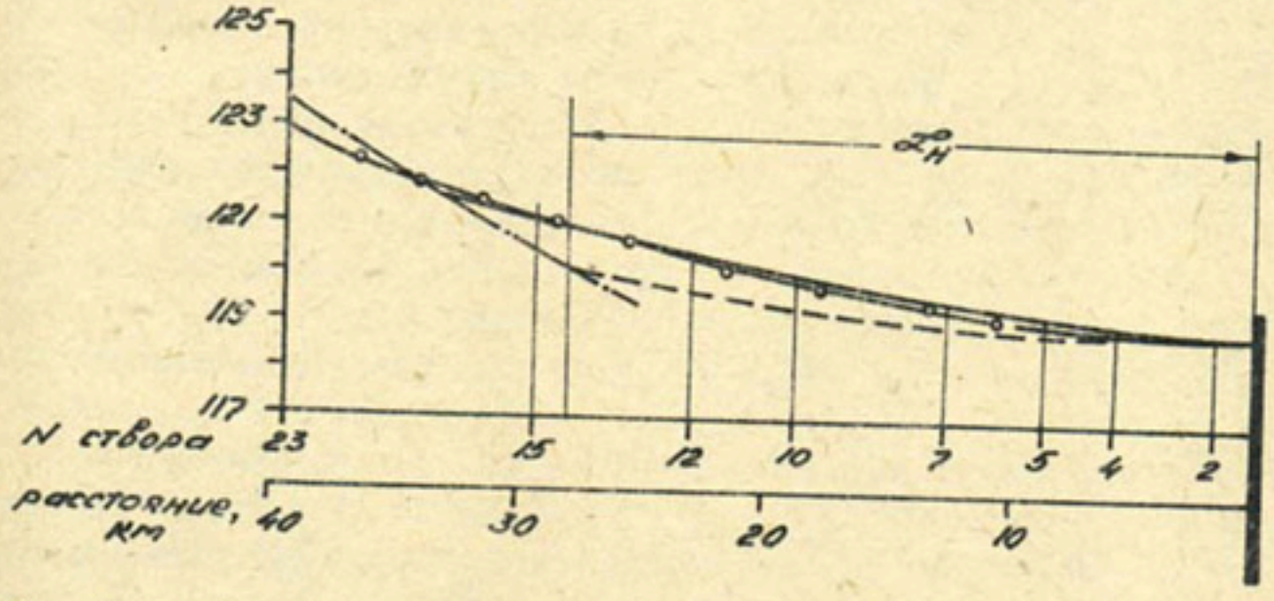


Рис. 5.5. Кривые подпора в верхнем бьефе Фархадского гидроузла:
—o— натура на 15.07.1950 г. $Q = 710$ м³/с;
——— по расчету на 1952 г. для расчетного расхода $Q_п = 988$ м³/с;
– – – – по расчету на начало работы гидроузла;
—·— бытовой уровень воды при расходе 990 м³/с

Расчет длины кривой подпора в верхних бьефах низконапорных гидроузлов сделан на примере трех гидроузлов.

Газалкентский гидроузел создает напор бытового уровня воды на 6,5 м. Бытовой уклон реки $J_б = 0{,}0035$; $H_б = 2{,}93$ м. Начальная длина кривой подпора для среднего расхода паводка $L'_н = \frac{6{,}5 - 2{,}93}{0{,}0035} = 1020$ м. Для условий межени $L_н = 2000$ м. Основные параметры расчетных формул определены ранее при расчете занесения: $\eta = 1{,}35$; $a = 0{,}106$; $a^\eta = 0{,}0485$; $1 - a^\eta = 0{,}951$.

Параметр Φ_1 = I4 лет. Значение K_p определялось по формуле (5.I6), K_1 - по (5.30), длина кривой подпора - по (5.29). Она хорошо совпадает с данными натурных исследований (см.рис. 4.4).

У Верхнезеравшанского бьефа η = I,27; a = $V_{рн}/V_н$ = 0,20; a^η = 0,I29; I - a^η = 0,87I; Φ_1 = 37,3 лет. Значения K_p и K_1 определены соответственно по (5.I6) и (5.30), а длина кривой подпора - по (5.29). Результаты расчета и натурные данные согласно рис. 5.6 близки.

Сарыкурганский бьеф / I63, с. 3 / имеет η =I,34; a = 0,38; $L_н$ = 350 м; Φ_1 = I3,8 лет. Результаты расчета по предлагаемым формулам (5.I6, 5.29, 5.30) приведены на рис. 5.6. Из него видно, что расчетные значения несколько меньше данных фактических измерений.

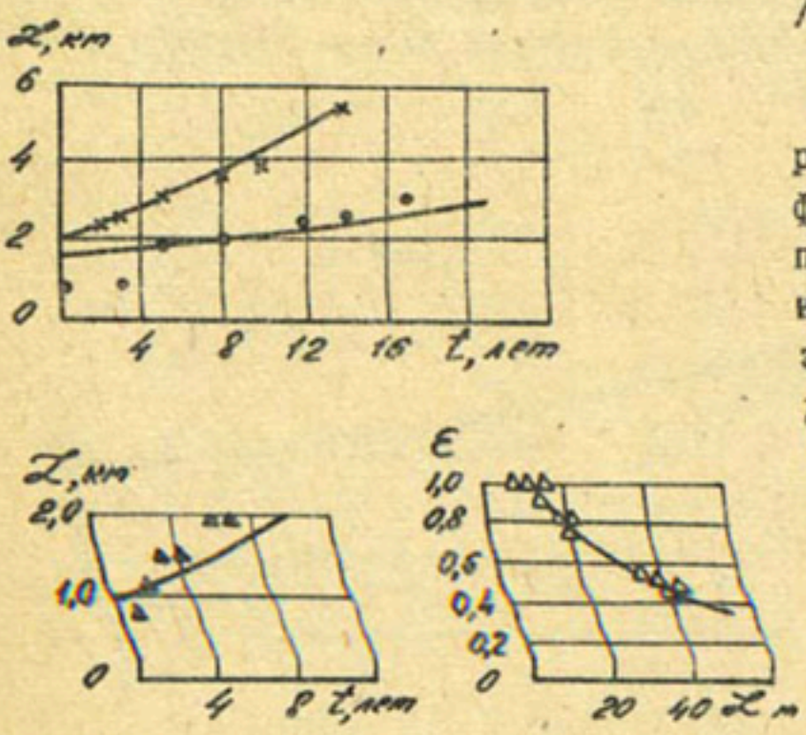


Рис. 5.6. Сопоставление результатов расчета длины кривых подпора по предлагаемому методу с данными натурных и лабораторных исследований бьефов низконапорных гидроузлов:

× - Газалкентский; ○ - Верхнезеравшанский; ▲ - Сарыкурганский, △ - лабораторный; —— - расчет по предлагаемой формуле

Исследование лабораторного бьефа / I63, с. 2I / проводил В.Н.Полохов в САНИИРИ. Наибольший диаметр смеси пускаемых наносов был D = I2 мм, $d_{ср}$ = 3,4 мм. При этом η = I,38, начальная длина кривой подпора была $L_н$ = I0 м. Значения K_p определяли по формуле (5.I6), так как В.Н.Полохов привел данные по изменению степени осветления в процессе опытов. Результаты расчета длины кривой подпора по формуле (5.29) с использованием (5.30) приведены на рис. 5.6. Они показали, что в лабораторном бьефе некоторый период имело место полное отложение наносов. В результате этого степень осветления оставалась постоянной и равной ε = I,0. Для других ε результаты расчета хорошо совпадают с опытными данными.

6. РАСЧЕТ ОБЪЕМОВ ПЕРЕРАБОТКИ БЕРЕГОВ ВЕТРОВЫМИ ВОЛНАМИ

Переработка берегов существенно влияет на эффективность эксплуатации водохранилищ. Это связано прежде всего с тем, что значительное количество наносов, кроме поступающих из реки, может попасть в водохранилище в результате переработки берегов. Помимо этого переработка берегов приводит к потерям земель и сооружений, расположенных у водохранилища.

Результатами расчета переработки берегов являются объем переработки и ширина полосы размытого берега. Объем переработки незакрепленного берега определяется величиной суммарной энергии ветровых волн, воздействующих на этот берег. Объясняется это тем, что заложения откосов берегов часто много круче устойчивого их заложения при ветровом волнении и, следовательно, размыв берега происходит под влиянием не только максимальных штормовых волн, а всех волн, вызванных ветром различной обеспеченности. Принято вести расчет устойчивости сооружений на высоту волны I-5%-й обеспеченности / I45 /, так как именно волны такой высоты наиболее опасны для целостности берегоукрепительных сооружений.

В результате исследования ветроволнового режима Каттакурганского, Кайраккумского, Тедженского, Ташкентского, Чардаринского, Южно-Сурханского водохранилищ, озера Час-Как и больших нагульных рыбоводных прудов Сырдарьинского рыбхоза в УзССР, нагульно-выростных рыбных хозяйств при Капчагайском водохранилище, Сырдарьинского рыбхоза в КазССР и Красноперекопского рыбхоза в УССР были составлены зависимости, которые позволяют надежно определить высоту ветровых волн на водохранилищах. Кроме этого, получена формула для вычисления суммарной энергии волн с учетом кривых распределения высот волн и скоростей ветра. Последняя определяется по наблюдениям скорости ветра на метеостанции в районе расположения водохранилища.

Для высоты волны I%-й обеспеченности при условии волнения на глубокой воде в САНИИРИ была получена формула

$$h_{1\%} = 0{,}0027\, v_w \sqrt{L/g}\,, \qquad (6.1)$$

или для средней высоты волн

$$\bar{h}_{гл} = 0{,}0011\, v_w \sqrt{L/g}\,. \qquad (6.2)$$

Однако на водохранилищах при небольшой глубине d и значительной скорости ветра v_w, если длина разгона $\mathcal{L}$ не мала, волнение может наблюдаться в условиях мелководья. Это условие может быть записано приблизительно неравенством

$$\frac{v_w}{d}\sqrt{\frac{\mathcal{L}}{g}} > 100 . \qquad (6.3)$$

При меньшей величине безразмерного комплекса $\frac{v_w}{d}\sqrt{\frac{\mathcal{L}}{g}}$ глубина воды мало влияет на высоту волн. Формулу высоты волны на мелководье, принимая исходной формулу (6.2) представили в виде

$$\frac{\bar{h}}{d} = 0{,}0011\, k\, \frac{v_w}{d}\sqrt{\frac{\mathcal{L}}{g}} . \qquad (6.4)$$

Коэффициент k является функцией комплекса $(v_w/d)\sqrt{\frac{\mathcal{L}}{g}}$ и может быть назван коэффициентом мелководности.

Зависимость для определения k установили следующим образом $k = \frac{\bar{h}}{\bar{h}_{гл}} = \frac{\bar{\lambda}_{гл}/\bar{h}_{гл}}{\bar{\lambda}/\bar{h}}\, th\, 2\pi\, \frac{d}{\bar{\lambda}}$, где $\frac{\bar{\lambda}_{гл}/\bar{h}_{гл}}{\bar{\lambda}/\bar{h}} = f_1\left(\frac{v_w}{d}\sqrt{\frac{\mathcal{L}}{g}}\right)$.

Кроме этого, можно сделать следующую замену:

$$th\, 2\pi\frac{d}{\bar{\lambda}} = f_2\left(\frac{v_w}{d}\sqrt{\frac{\mathcal{L}}{g}}\right) th\, 2\pi\, \frac{d}{\bar{\lambda}_{гл}} .$$

Тогда $k = f\left(\frac{v_w}{d}\sqrt{\frac{\mathcal{L}}{g}}\right) th\, 2\pi\, \frac{d}{\bar{\lambda}_{гл}}$, а $f\left(\frac{v_w}{d}\sqrt{\frac{\mathcal{L}}{g}}\right)$ представим в виде $A\left\{B + exp\left[-C\left(\frac{v_w}{d}\sqrt{\frac{\mathcal{L}}{g}}\right)^{Z}\right]\right\}$. Параметры A, B, C и Z определили по натурным данным, полученным на мелководных участках водохранилищ и рыбоводных прудах. Считая, что $\bar{\lambda}_{гл} = 20\,\bar{h}_{гл}$, а также приняв во внимание (6.2), получим

$$k = 0{,}4\left\{1{,}5 + exp\left[-0{,}00001\left(\frac{v_w}{d}\sqrt{\frac{\mathcal{L}}{g}}\right)^2\right]\right\} th\, \frac{300}{\frac{v_w}{d}\sqrt{\frac{\mathcal{L}}{g}}} . \qquad (6.5)$$

По формуле (6.4) с помощью зависимости (6.5) построим график

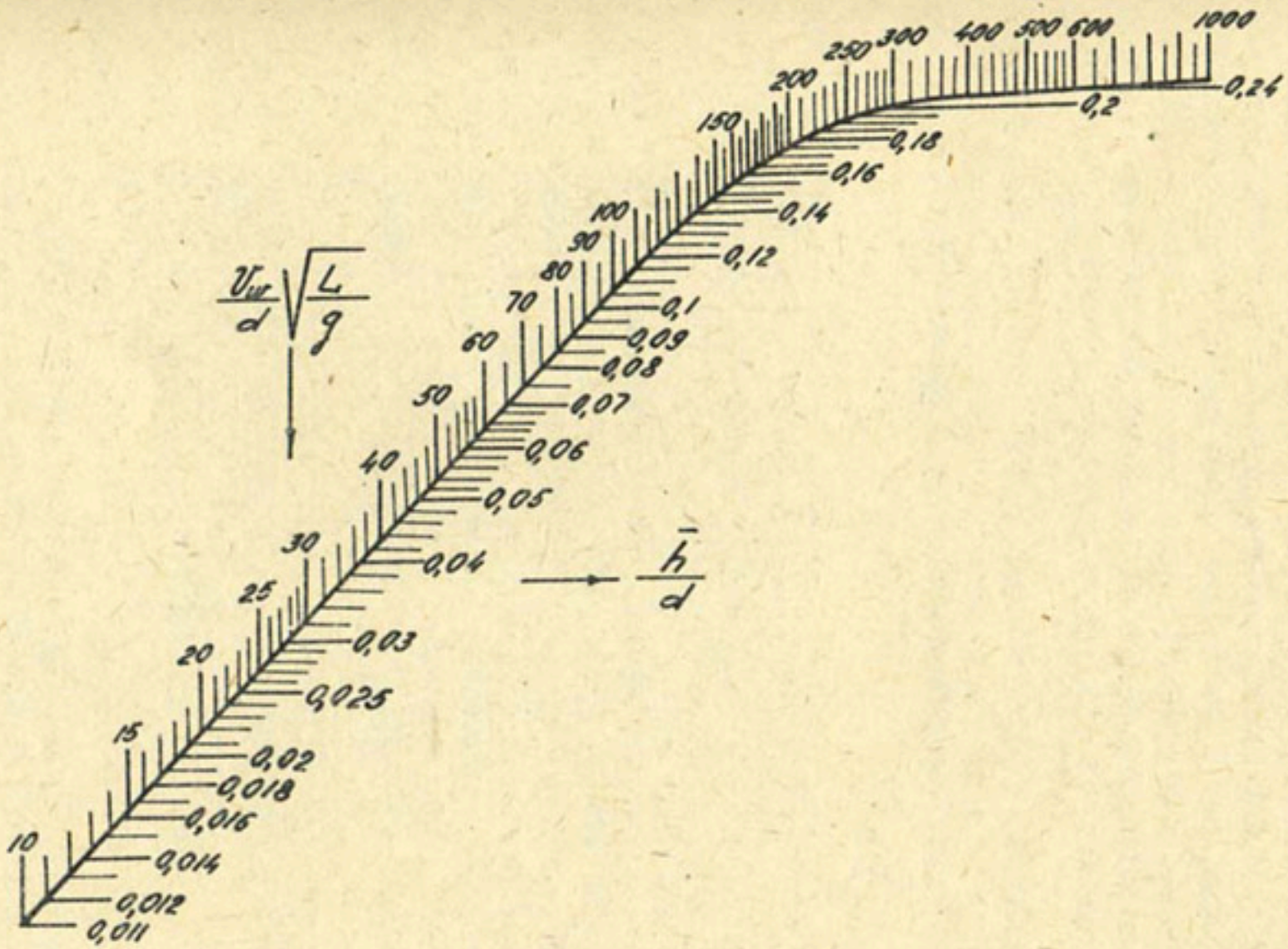


Рис.6.I. График для определения средней высоты волн

(рис. 6.I) для определения $\bar{h}/d$ в зависимости от $\frac{v_*}{d}\sqrt{\frac{x}{g}}$.

График является универсальным, так как позволяет надежно определить среднюю высоту волн на водохранилищах в условиях как глубокой воды, так и мелководья. Кроме этого, график прост и удобен при использовании.

Чтобы определить высоту волны нужной обеспеченности, построили график (рис. 6.2) по зависимости, которая получена по натурным данным

$$h_{i\%}/\bar{h} = 1{,}33(-\ln i)^{0{,}417}, \qquad (6.6)$$

где i – обеспеченность высоты волны в долях единицы.

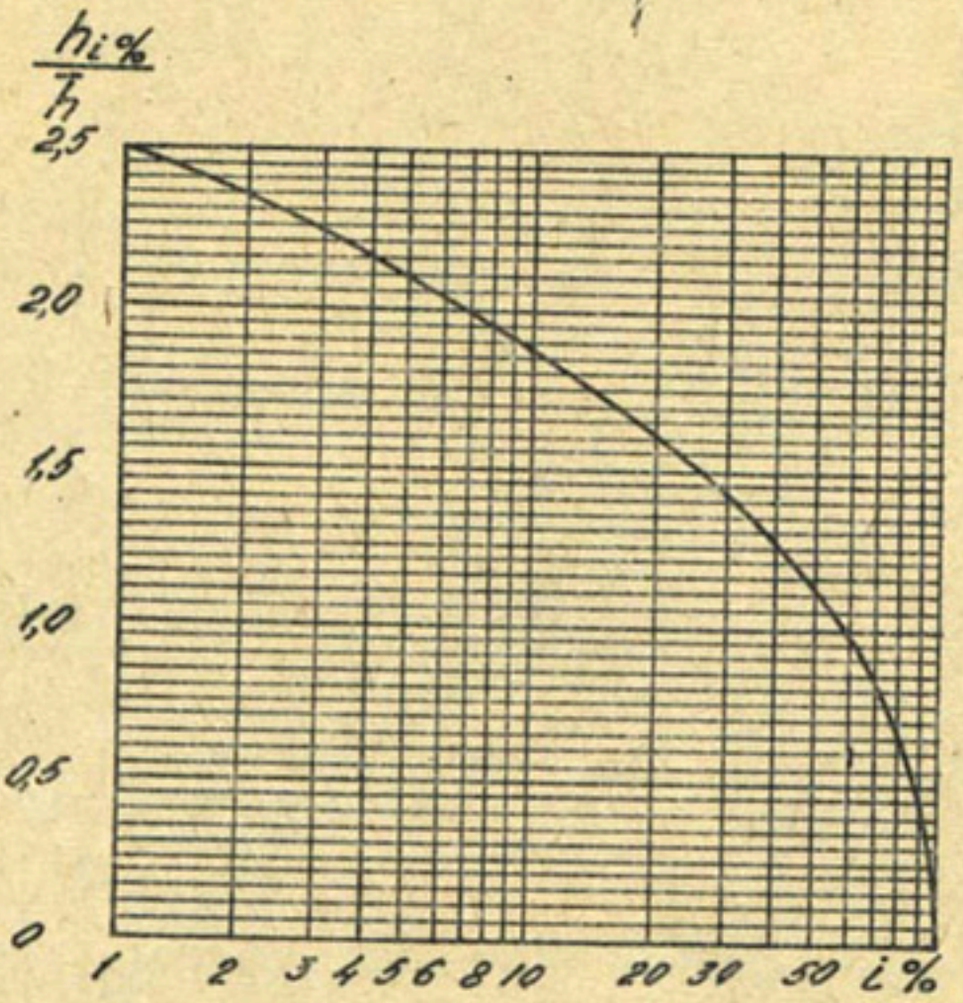


Рис. 6.2. График для определения высоты волны i % обеспеченности

Согласно известному соотношению, связывающему длину волны на мелководье λ с длиной волны на глубокой воде $\lambda_{гл}$, имеем

$$\bar{\lambda}_{гл} = \bar{\lambda}\,\mathrm{cth}\,2\pi\frac{d}{\bar{\lambda}} \quad \text{или} \quad \frac{\bar{\lambda}_{гл}}{\bar{h}_{гл}}\bar{h}_{гл} = \bar{\lambda}\,\mathrm{cth}\,2\pi\frac{d}{\bar{\lambda}}.$$

Применив формулу (6.2), приняв $\bar{\lambda}_{гл} / \bar{h}_{гл} = 20$ и разделив правую и левую части равенства на глубину воды, получим

$$0{,}022 \frac{V_w}{d}\sqrt{\frac{\mathcal{X}}{g}} = \frac{\bar{\lambda}}{d} cth\, 2\pi \frac{d}{\bar{\lambda}} . \qquad (6.7)$$

Это уравнение позволяет определить среднюю длину волн на водохранилищах. По этому уравнению построен график (рис. 6.8) для определения $\bar{\lambda} / d$ в зависимости от $\frac{V_w}{d}\sqrt{\frac{\mathcal{X}}{g}}$.

Расчетная скорость ветра $V_{w\,2\%}$ берется в Справочнике по климату СССР. Если в справочнике отсутствуют необходимые данные, то расчетную скорость ветра можно вычислить по формуле / I8 /

$$V_w = A\left(-\ln \mathcal{P}\right)^m , \qquad (6.8)$$

где $\mathcal{P}$ – обеспеченность расчетной скорости ветра (в долях единицы).

$$\mathcal{P} = \frac{t_м \cdot t}{\Sigma n \cdot t_р \cdot t_н} , \qquad (6.9)$$

где Σn – суммарное количество наблюдений ветра (всех величин скорости) рассматриваемого направления за $t_м$ лет наблюдений на метеостанции; $t_р$ – расчетное число лет (для водохранилищ 50 лет); $t_н$ – промежуток времени между разовыми наблюдениями на метеостанции (при четырехразовых наблюдениях $t_н = 6$ ч, при восьмиразовых $t_н = 3$ ч); t – минимальная продолжительность ветра, необходимая для разгона волн, ч (для водохранилищ $t =$ 6 ч).

Формулу обеспеченности скорости ветра для водохранилищ ($t_р = 50$ лет) можно записать в упрощенном виде (при 8-разовых наблюдениях ветра на метеостанции):

$$\mathcal{P} = \frac{0{,}04\, t_м}{\Sigma n} . \qquad (6.10)$$

Параметры A и m в формуле (6.8) определяются по формулам

$$\ln A = \frac{\sum_{i=1}^{k} \ln V_{w_i} \sum_{i=1}^{k} \left[\ln\left(-\ln \mathcal{P}_i\right)\right]^2 - \sum_{i=1}^{k} \ln V_{w_i} \ln\left(-\ln \mathcal{P}_i\right) \sum_{i=1}^{k} \ln\left(-\ln \mathcal{P}_i\right)}{k \sum_{i=1}^{k} \left[\ln\left(-\ln \mathcal{P}_i\right)\right]^2 - \left[\sum_{i=1}^{k} \ln\left(-\ln \mathcal{P}_i\right)\right]^2} ,$$

$$A = \exp\left(\ln A\right) .$$

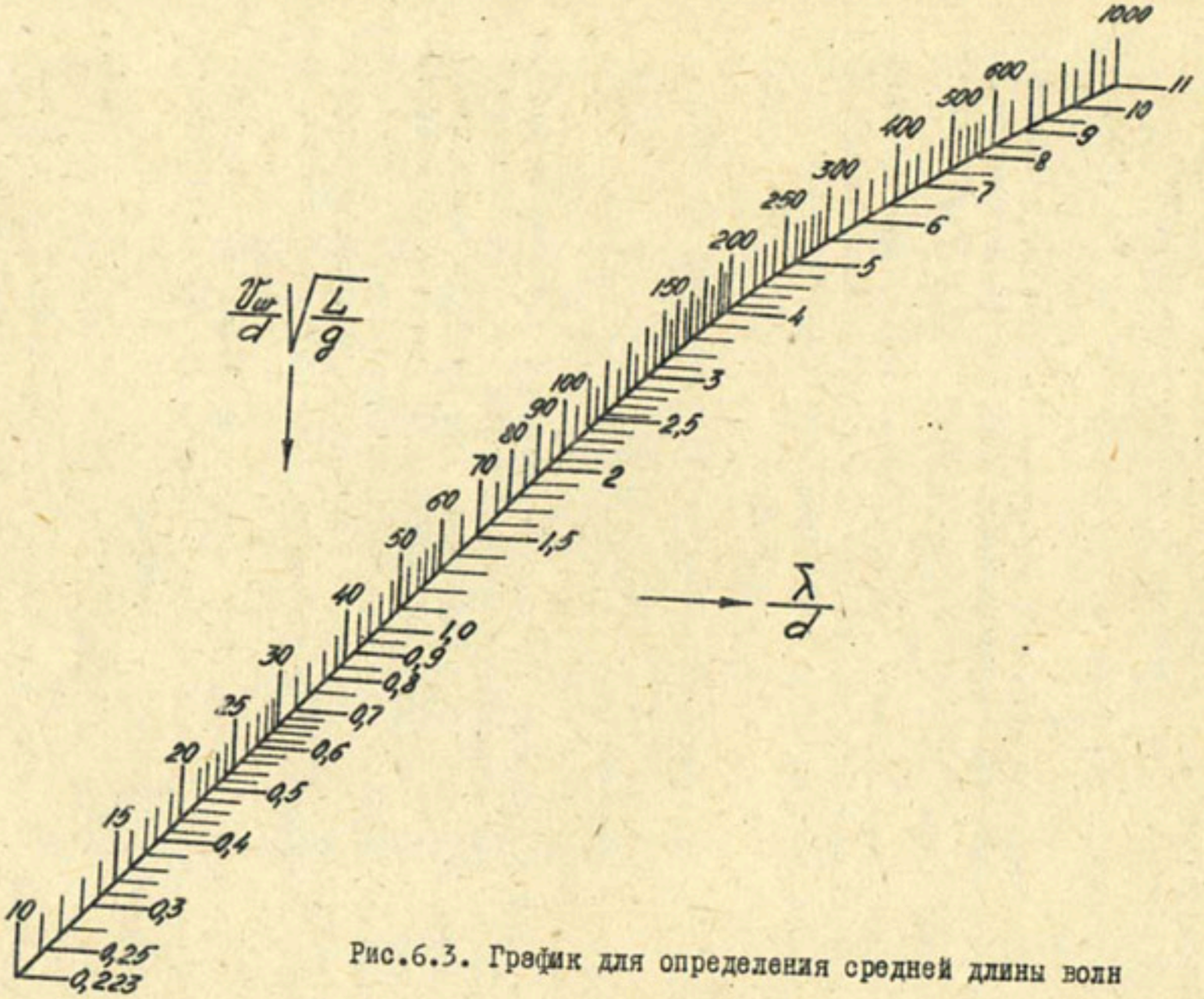


Рис.6.3. График для определения средней длины волн

$$m = \frac{k\sum_{i=1}^{k} \ln v_{w_i} \ln(-\ln P_i) - \sum_{i=1}^{k} \ln v_{w_i} \sum_{i=1}^{k} \ln(-\ln P_i)}{k\sum_{i=1}^{k} [\ln(-\ln P_i)]^2 - [\sum_{i=1}^{k} \ln(-\ln P_i)]^2}, \quad (6.11)$$

где v_{w_i} – наблюденные скорости ветра, м/с; P_i – накопленные относительные частоты скоростей ветра (в долях единицы).

Для сооружений с незакрепленными откосами (берегов водохранилищ) опаснее волны меньшей высоты, но большей обеспеченности, несущие бо́льшую суммарную энергию / I23 /.

Н.В.Кондратьев / 72 / предлагает принимать в качестве расчетной волну, имеющую высоту с обеспеченностью приблизительно I5 %.

Г.Свердруп и В.Мунк / I23, с. 39 / эти же волны называют "значительными" и считают, что "соотношения между волнами и ветром, разгоном и продолжительностью ветра, которые находились бы в согласии с эмпирическими результатами, должны быть основаны на изучении значительных волн".

Считаем, что устойчивость укрепленных откосов правильнее рассчитывать на волны, несущие максимальную энергию, неукрепленных – на все волны, воздействующие на откос за определенный промежуток времени.

Для решения обеих задач необходимо использовать кривые распределения не только высот волн, но и скоростей ветра.

Суммарную энергию волн можно выразить следующим образом /I9/

$$E = \sum_{v_w=0}^{v_{w\,2\%}} \sum_{h=0}^{h_{макс}} e_h p_h \Delta h \cdot \Delta v_w, \quad (6.12)$$

где e_h – энергия одиночной волны в серии волн; p_h – плотность распределения высот волн h; p_{v_w} – плотность распределения скоростей ветра v_w.

Сначала в системе волн выявим обеспеченность волны, несущей максимальную энергию. Для этого определим максимум функции

$$F = \frac{e}{\bar{e}} p\left(\frac{h}{\bar{h}}\right), \quad (6.13)$$

где $e = \frac{1}{8}\gamma h^2 \lambda$ – энергия одиночной волны;

$\bar{e} = \frac{1}{8}\gamma \bar{h}^2 \bar{\lambda}$ - энергия средней волны;

$p\left(\frac{h}{\bar{h}}\right) = \frac{\pi}{2}\left(\frac{h}{\bar{h}}\right) exp\left[-\frac{\pi}{4}\left(\frac{h}{\bar{h}}\right)^2\right]$ - плотность распределения высот волн.

Функция F имеет вид

$$F = \frac{\pi}{2}\left(\frac{h}{\bar{h}}\right)^3 \frac{\lambda}{\bar{\lambda}} exp\left[-\frac{\pi}{4}\left(\frac{h}{\bar{h}}\right)^2\right] . \qquad (6.14)$$

Примем $\lambda = \bar{\lambda}$ и определим максимум функции (6.14) из условия $\frac{dF}{dh} = 0$. Тогда

$$\frac{3\pi}{2}\left(\frac{h}{\bar{h}}\right)^2 exp\left[-\frac{\pi}{4}\left(\frac{h}{\bar{h}}\right)^2\right] - \frac{\pi^2}{4}\left(\frac{h}{\bar{h}}\right)^4 exp\left[-\frac{\pi}{4}\left(\frac{h}{\bar{h}}\right)^2\right] = 0 ,$$

откуда $\frac{h}{\bar{h}} = \sqrt{\frac{6}{\pi}} = 1,38$.

Обеспеченность этих волн составляет

$$P(h) = exp\left[-\frac{\pi}{4}(1,38)^2\right] = 0,223, \text{ или } 23,3\% .$$

В зависимости от задачи расчета высоту волн, несущих максимальную энергию, можно выразить через высоту волн различной обеспеченности, используя соотношение

$$\frac{h}{h_{P\%}} = 0,5\sqrt{\frac{\pi}{\ln 1/P}} ,$$

и тогда $h_{макс.э} = 1,38\bar{h} = 0,57\, h_{1\%} = 0,71\, h_{5\%} = h_{22,3\%}$.

Эта величина близка к средней из "значительных волн / I24, с. 255 /, которая по данным Х.Сейвелла, составляет среднюю из I/3 наивысших волн, или I,57 средней высоты всех волн".

В тех случаях, когда нужно определить максимальную энергию волн за длительный промежуток времени, необходимо учитывать и вероятность распределения скоростей ветра в данном географическом районе.

Кривые распределения скоростей ветра в отличие от кривых распределения высот волн индивидуальны и зависят от ветрового режима района (рис. 6.4) и в общем виде записываются

$$p_{v_w} = \alpha n v_w^{n-1} exp\left(-\alpha v_w^n\right) . \qquad (6.15)$$

(6.I5)

Коэффициенты α и n зависят от общего числа случаев ветра данного направления N, значений и соотношений скоростей ветра различной обеспеченности и определяются по соотношениям $n = I/m$ и $\alpha = (I/A)^n$, где n и A вычисляются по формулам (6.II).

Для определения высоты волны, несущей максимальную энергию за длительный промежуток времени с учетом кривой распределения скоростей ветра, надо найти максимум суммы

$$\sum_{V_w=0}^{V_{w2\%}} \frac{e}{\bar{e}} p\left(\frac{h}{\bar{h}}\right) p_{V_w} =$$

$$= \frac{\pi \alpha n}{2} \sum_{V_w=0}^{V_{w2\%}} \left(\frac{h}{\bar{h}}\right)^3 \frac{\lambda}{\bar{\lambda}} \exp\left[-\frac{\pi}{4}\left(\frac{h}{\bar{h}}\right)^2\right] V_w^{n-1} \exp\left(-\alpha V_w^n\right),$$

где $\bar{h} = 0{,}0011\, k V_w \sqrt{2/g}$.

Примем $\lambda = \bar{\lambda}$, продифференцируем сумму и, приравняв полученное выражение к нулю, получим после преобразований

$$V_{w2\%}^2 \sum_{V_w=0}^{V_{w2\%}} \left(\frac{h}{h_{расч}}\right)^2 \exp\left[-\frac{\pi}{4}\left(\frac{h}{h_{расч}}\right)\left(\frac{V_{w2\%}}{V_w}\right)^2\right] V_w^{n-1} \exp\left(-\alpha V_w^n\right) -$$

$$- \frac{6}{\pi} \sum_{V_w=0}^{V_{w2\%}} \exp\left[-\frac{\pi}{4}\left(\frac{h}{h_{расч}}\right)^2\left(\frac{V_{w2\%}}{V_w}\right)^2\right] V_w^{n-2} \exp\left(-\alpha V_w^n\right) = 0 \qquad (6.I6)$$

Величина h, являющаяся решением этого уравнения, определяет высоту волны, несущую максимальную энергию.

Трудность вычисления заключается в том, что h определяется уравнением в неявном виде, а само уравнение не универсально, так как включает n и α, величины которых определяются ветровым режимом.

Расчеты показали, что максимальное значение энергии волн с учетом кривой распределения скоростей ветра смещается в сторону

меньших высот волн по отношению h 22,3 % (рис. 6.5, 6.6, 6.7). Полная энергия системы волн равна

$$E_c = \sum_i \frac{1}{8} \gamma h_i^2 \lambda_i n_i \,, \qquad ..17)$$

где n_i – количество волн в системе, имеющих высоту h_i и длину λ_i .

$$E_c = \frac{1}{8} \gamma n \sum_i h_i^2 \lambda_i \frac{n_i}{n} \,, \qquad (6.18)$$

где $n = \sum_i n_i$ – полное количество волн в системе.

При выполнении расчетов с целью проектирования полное количество волн не известно и как случайная величина может принимать различные значения. Следовательно, вычисление суммы непосредственно по этой формуле невозможно. Однако, имея кривую распределения высот волн, сумму можно определить с помощью интеграла.

Энергия системы волн равна:

$$E_c = \frac{1}{8} \gamma n \int_0^{h_{макс}} \int_0^{\lambda_{макс}} h^2 \lambda p_h p_\lambda \, d\lambda \, dh =$$

$$= \frac{1}{8} \gamma n \int_0^{h_{макс}} h^2 \left(\int_0^{\lambda_{макс}} \lambda p_\lambda \, d\lambda \right) p_h \, dh =$$

$$= \frac{1}{8} \gamma n \bar{\lambda} \int_0^{h_{1\%}} h^2 p_h \, dh \,, \qquad (6.19)$$

так как $\int_0^{\lambda_{макс}} \lambda p_\lambda \, d\lambda = \bar{\lambda}$,

где p_h – плотность распределения высот волн;

p_λ – плотность распределения длин волн.

Пределы интеграла назначены по условию $0 \le h \le h_{1\%}$.

Расчеты показали, что дальнейшее увеличение верхнего предела мало влияет на величину энергии системы волн: если верхний предел увеличить до бесконечности, то энергия увеличивается лишь на 6 %. Небольшая доля в этой энергии волн, которые выше $h_{1\%}$, объясняется быстрым уменьшением плотности распределения p_h с увеличением h .

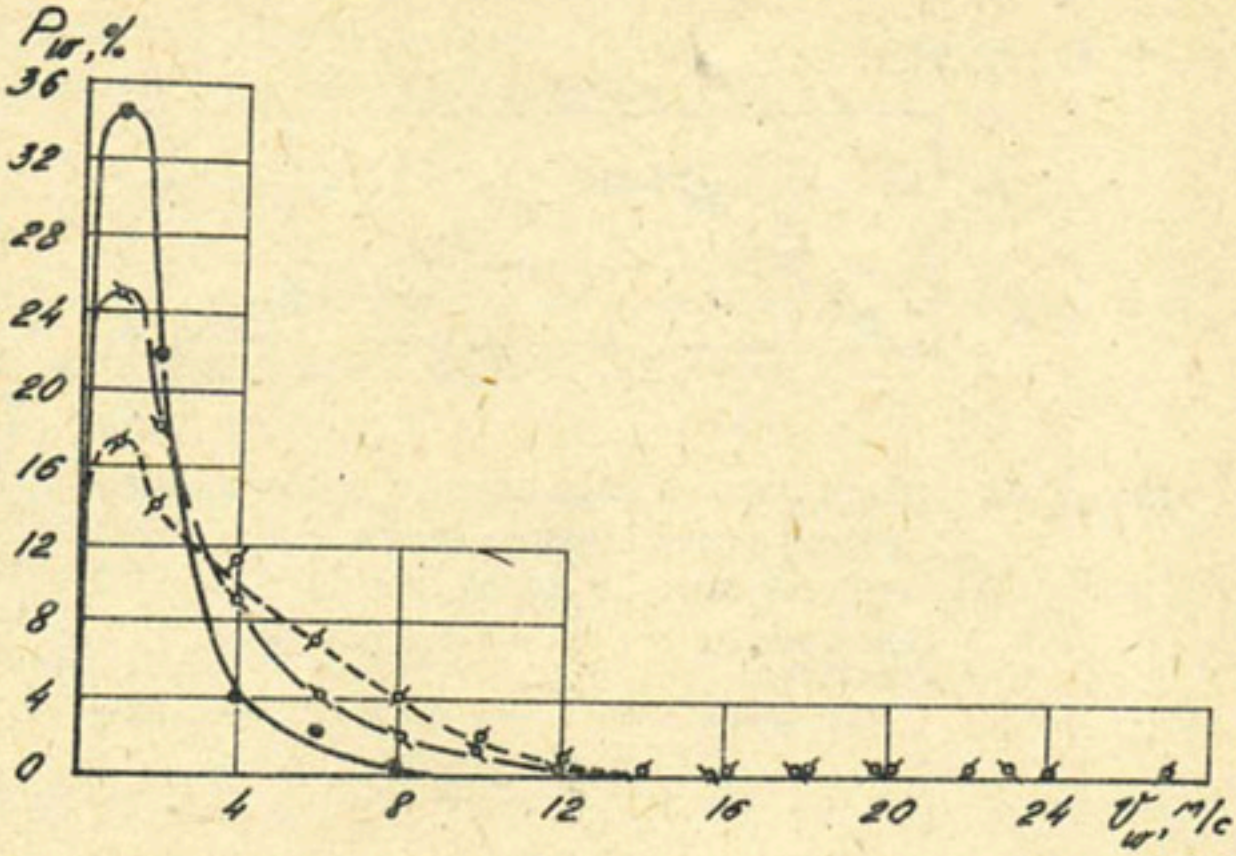


Рис. 6.4. Кривые распределения скоростей ветра для водохранилищ: ● - Ташкентского; ♀ - Чардаринского; ♂ - Бугуньского

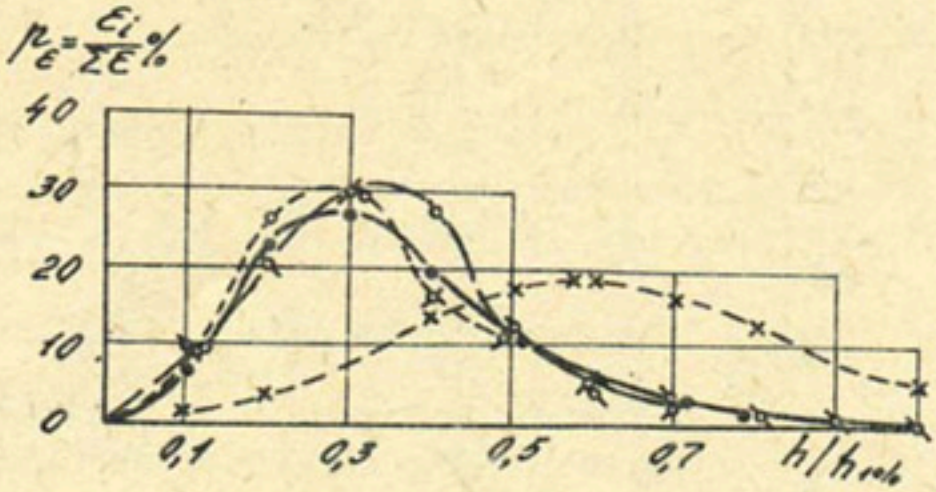


Рис. 6.5. Зависимость энергии волн от высоты волны с учетом кривых распределения высот волн и скоростей ветра для водохранилищ:
● - Ташкентского; ♀ - Чардаринского;
♂ - Бугуньского; × - без учета кривой распределение ветра

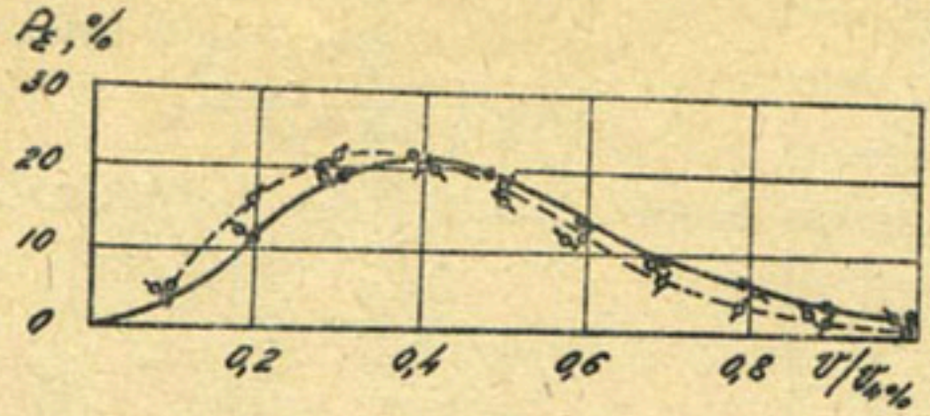


Рис. 6.6. Зависимость энергии волн от скорости ветра с учетом кривых распределения высот волн и скоростей ветра в водохранилищах:
● - Ташкентском; ○ - Чардаринском;
⌀ - Бугуньском

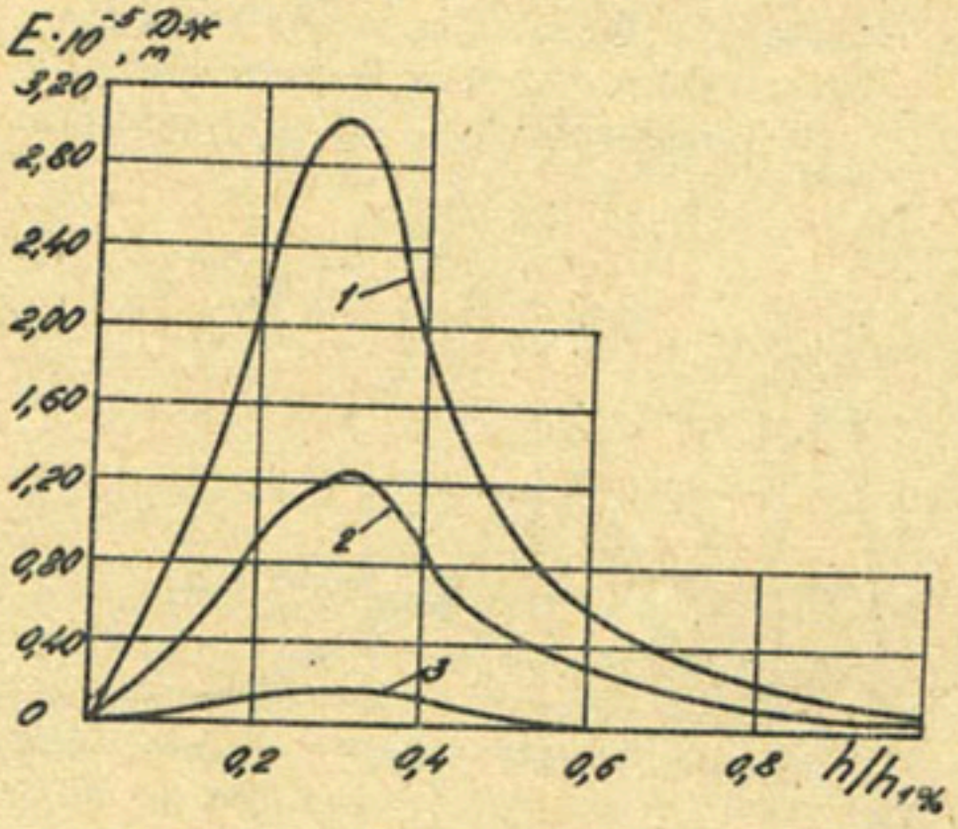


Рис. 6.7. Зависимость энергии волн от высоты волны и количества лет: I - 25 лет; 2 - I0 лет; 3 - I год

Разделив подынтегральное выражение на $\bar{h}^2$ и умножив на эту же постоянную величину интеграл, получили

$$E_c = \frac{1}{8}\gamma n \bar{h}^2 \bar{\lambda} \int_0^{2,5} \left(\frac{h}{\bar{h}}\right)^2 p_{h/\bar{h}}\, d(h/\bar{h}) \qquad (6.20)$$

где $p_{h/\bar{h}}$ - плотность распределения относительных высот волн $h/\bar{h}$.

Верхний предел интеграла следует из (6.6).

Если $i = 0{,}01$, то $h/\bar{h} = 1{,}33 (-\ln 0{,}01)^{0{,}417} = 2{,}5$.

Выражение для плотности распределения высот волн $h/\bar{h}$ нашли, учитывая, что, если $i = \exp(-\alpha x^n)$, то $p = an\left(\frac{h}{h}\right)^{n-1}\exp(-\alpha x^n)$, и принимая во внимание (6.6).

Плотность распределения высот волн имеет вид

$$p_{h/\bar{h}} = 1{,}217\left(\frac{h}{\bar{h}}\right)^{1,4}\exp\left[-0{,}507\left(\frac{h}{\bar{h}}\right)^{2,4}\right]. \qquad (6.21)$$

Тогда энергия системы волн будет равна

$$E_c = \frac{1{,}217}{8}\gamma n \bar{h}^2 \bar{\lambda} \int_0^{2,5} \left(\frac{h}{\bar{h}}\right)^{2,4}\exp\left[-0{,}507\left(\frac{h}{\bar{h}}\right)^{2,4}\right] = 0{,}18\gamma n \bar{h}^2 \bar{\lambda}. \qquad (6.22)$$

Интеграл вычислили приближенным методом. Среднюю мощность системы n волн определили по соотношению:

$$Q = \frac{E_c}{n\bar{T}} = \frac{0{,}18\gamma \bar{h}^2 \bar{\lambda}}{\bar{T}}, \qquad (6.23)$$

где $\bar{T}$ - средний период волн в системе.

Суммарную энергию волн E можно определить, просуммировав энергии систем волн E_{cj}, вызванных ветрами, имеющими различную скорость v_w

$$E_p = \sum_i E_{cj}\cos\theta = \sum_i Q_j t_j \cdot \cos\theta, \qquad (6.24)$$

где Q_j - мощность системы волн, вызванных ветром v_{wj};
t_j - время действия ветра, имеющего скорость v_{wj};
θ - угол между направлением движения волн и нормалью к береговой линии.

Время действия (в секундах) ветра, величина скорости которого v_{wj}, равно $t_j = 3600\frac{\sum n}{t_n} t_p t_n p_j$. (6.25)

Следовательно, суммарная энергия волн за год определяется форму-

лой $$E = \frac{E_p}{t_p} = 648\gamma \frac{\Sigma n}{t_м} t_н \cos\theta \sum_j \bar{h}_j^2 \cdot \frac{\bar{\lambda}_j}{\bar{T}_j} p_j \,, \qquad (6.26)$$

где $$p_j = n\alpha v_{wj} \exp\left(-\alpha v_{wj}^n\right) \,, \qquad (6.27)$$

где $$n = \frac{1}{m} \quad и \quad \alpha = \left(\frac{1}{A}\right)^{\frac{1}{m}} \,,$$

Средние периоды волн $\bar{T}_j$ вычисляются по величине средней длины ьолн $\bar{\lambda}_j$ по известному соотношению

$$\bar{T}_j = \sqrt{\frac{2\pi}{g} \bar{\lambda}_j \operatorname{cth} 2\pi \frac{d}{\bar{\lambda}_j}} \,.$$

Средние высоты $\bar{h}_j$ и длины $\bar{\lambda}_j$ волн можно определить по графикам (рис. 6.I и 6.3), а вероятности волн p_j по формуле (6.27). Графики для определения суммарной годовой энергии (рис. 6.8 и 6.9) построены по упрощенной формуле и при условии, что $\cos\theta$ = I и $t_н$ = 3 ч,

$$E = 1{,}777 \cdot 10^7 \frac{\Sigma n}{t_м} v_w \left(4\bar{h}^{2{,}5}_{1/4 v_w} \cdot p_{1/4 v_w} + \right.$$

$$\left. + 2\bar{h}^{2{,}5}_{1/2 v_w} \cdot p_{1/2 v_w} + 4\bar{h}^{2{,}5}_{3/4 v_w} + \bar{h}^{2{,}5}_{v_w} \cdot p_{v_w}\right) . \qquad (6.28)$$

Графики построены с таким расчетом, чтобы исходные данные можно было взять из Справочника по климату СССР и не требовалось обрабатывать метеоданные по ветру.

На рис. 6.I0 показана схема размыва откоса ветровыми волнами при постоянном уровне воды.

Объем размыва увеличивается с течением времени в зависимости от суммарной энергии волн, воздействующих на откос. Если в некоторый момент времени объем размыва на I м длины дамбы изображается площадью $S_{АЭЕ}$, то объем размыва – следующей зависимостью $$w_{АЭЕ} = \frac{1}{2}(d_p + a)^2 \frac{(m_к - m_0)(m_к - m_н)}{m_н - m_0} \,, \qquad (6.29)$$

где d_p – наибольшая глубина размыва откоса волнами; a – высота нагона и наката волн на откос с заложением $m_к$; $m_к$ – конечный коэффициент откоса, который устанавливается после воздействия на откос волн; $m_н$ – первоначальный коэффициент откоса; m_0 – коэффициент естественного откоса.

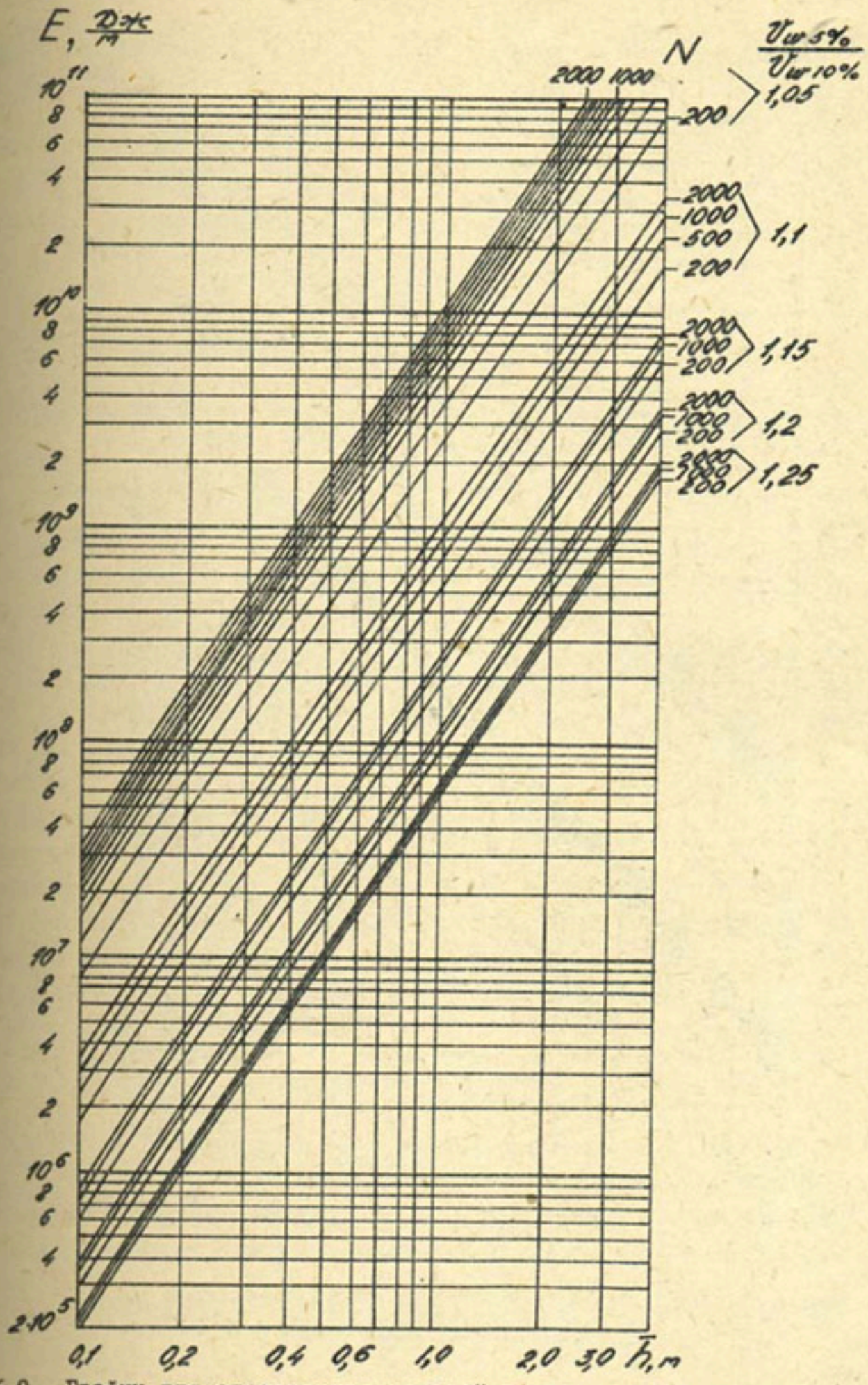


Рис. 6.8. График для определения годовой энергии волн (при проектировании сооружений I и II классов)

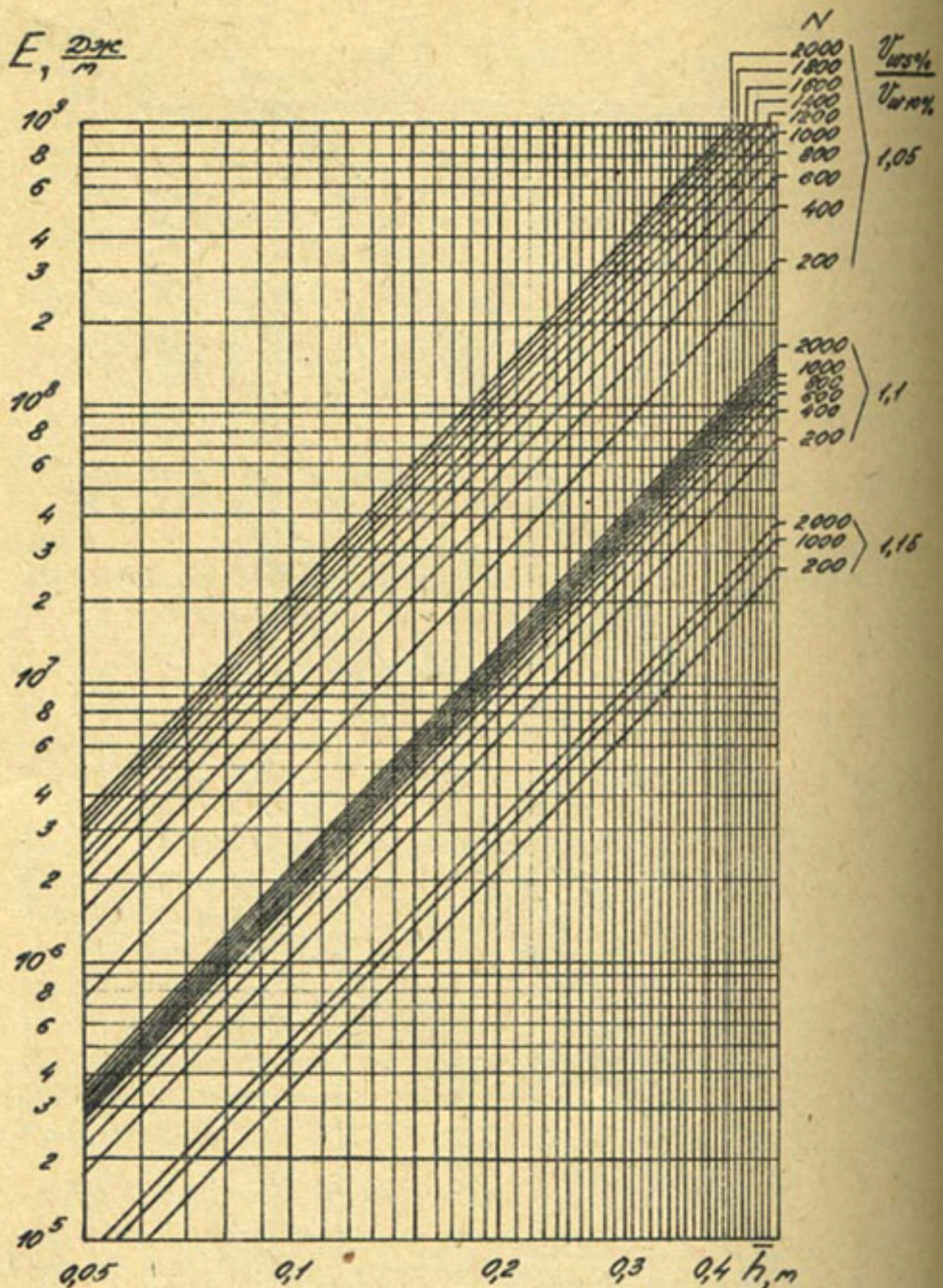


Рис.6.9. График для определения годовой энергии волн (при проектировании сооружений III и IУ классов)

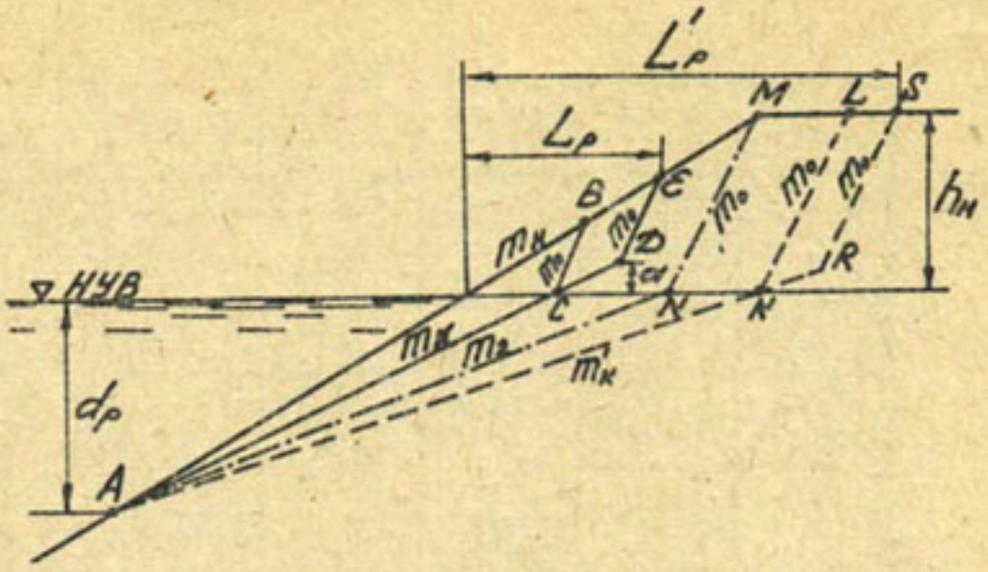


Рис. 6.10. Схема размыва откоса ветровыми волнами при постоянном уровне воды

Коэффициент откоса $m_к$ для несвязного грунта определяется по графику (рис. 6.11) в зависимости от суммарной энергии воздействующих на него волн. Для связного грунта служит аналогичный график (рис. 6.12) / 122 /.

Для использования этих графиков необходимо знание коэффициента устойчивого откоса $m_у$ и максимальной глубины размыва откоса $d_р$. Коэффициент устойчивого откоса $m_у$ определяется по формулам:

для несвязного грунта $m_у = 2(m_1 - 1{,}4)$
для связного грунта $m_у = 2(m_1 - 2{,}5)$ } . (6.30)

Коэффициент откоса m_1 определяется по графику (рис. 6.13).

В основу зависимости для определения глубины размыва $d_р$ положили формулу Буссинеска, которая определяет максимальную донную скорость циркуляционного потока в зависимости от высоты и длины волн и глубины воды

$$v_д = \frac{\pi h}{\sqrt{\pi \frac{\lambda}{g} sh\, 4\pi \frac{d_р}{\lambda}}} .$$

Донную скорость приравняли к размывающей донной скорости $v_д = 2v_{нд}$, где $v_{нд}$ – неразмывающая донная скорость. Глубину d приравняли к глубине размыва $d_р$. Заменив гиперболический синус его выражением через экспоненциальные функции, получили уравнение

$$\left[\exp\left(4\pi \frac{d_р}{\lambda}\right)\right]^2 - \frac{\pi g h^2}{2\lambda v_{н.д}^2} \exp\left(4\pi \frac{d_р}{\lambda}\right) - 1 = 0 . \quad (6.31)$$

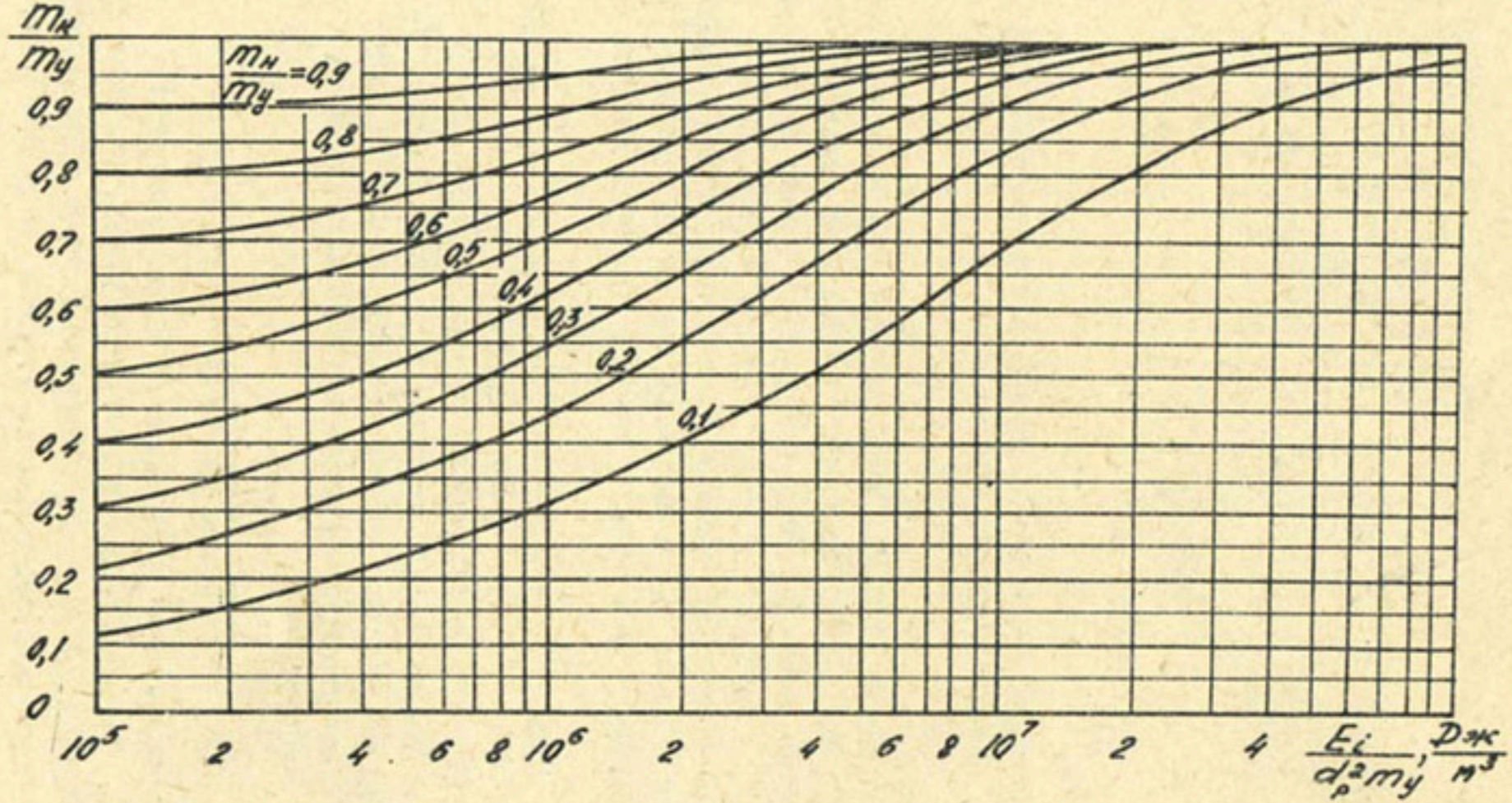


Рис. 6.II. График зависимости конечного коэффициента откоса от начального коэффициента откоса и суммарной энергии волн для несвязного грунта

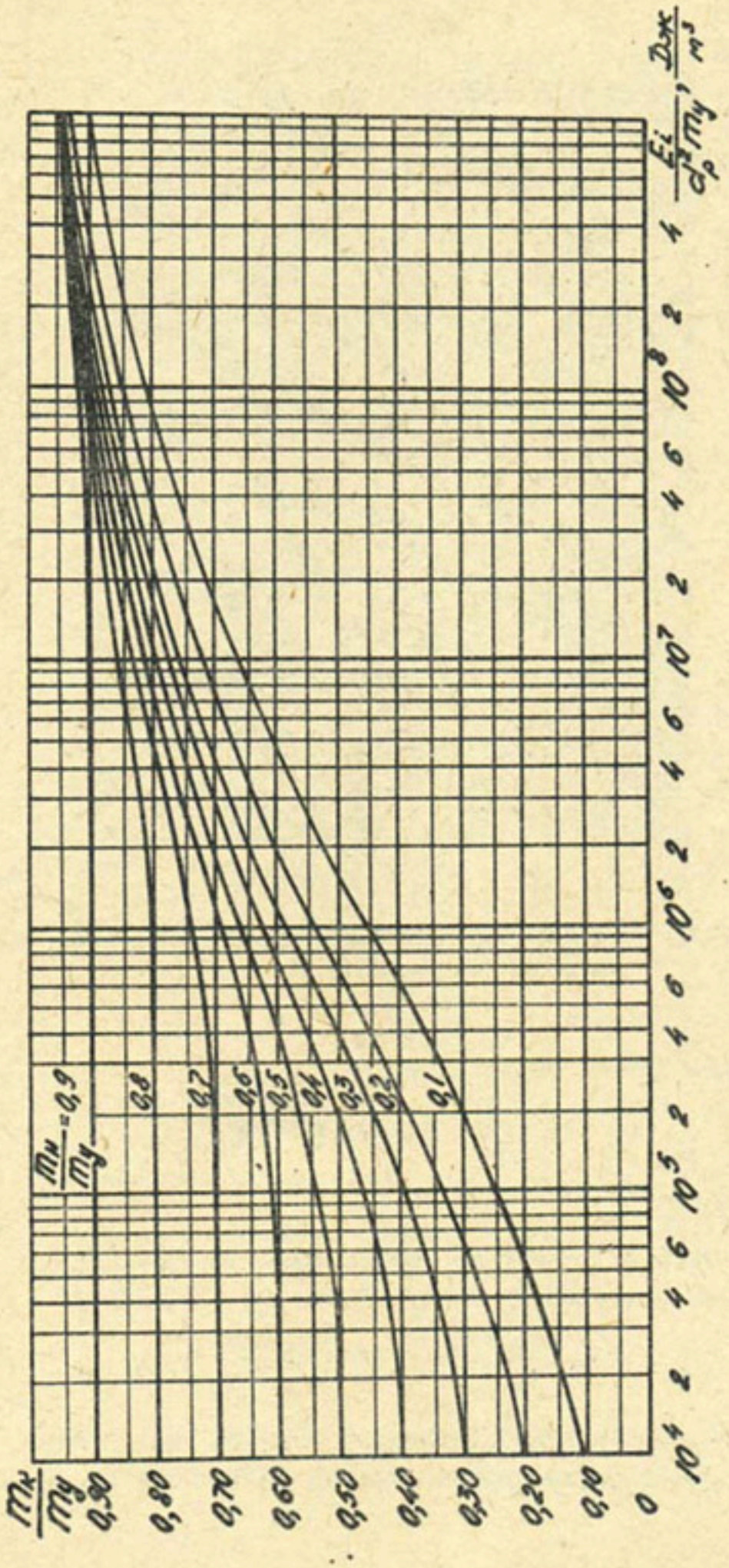


Рис. 6.12. График зависимости конечного коэффициента откоса от начального коэффициента откоса и суммарной энергии волн для связного грунта

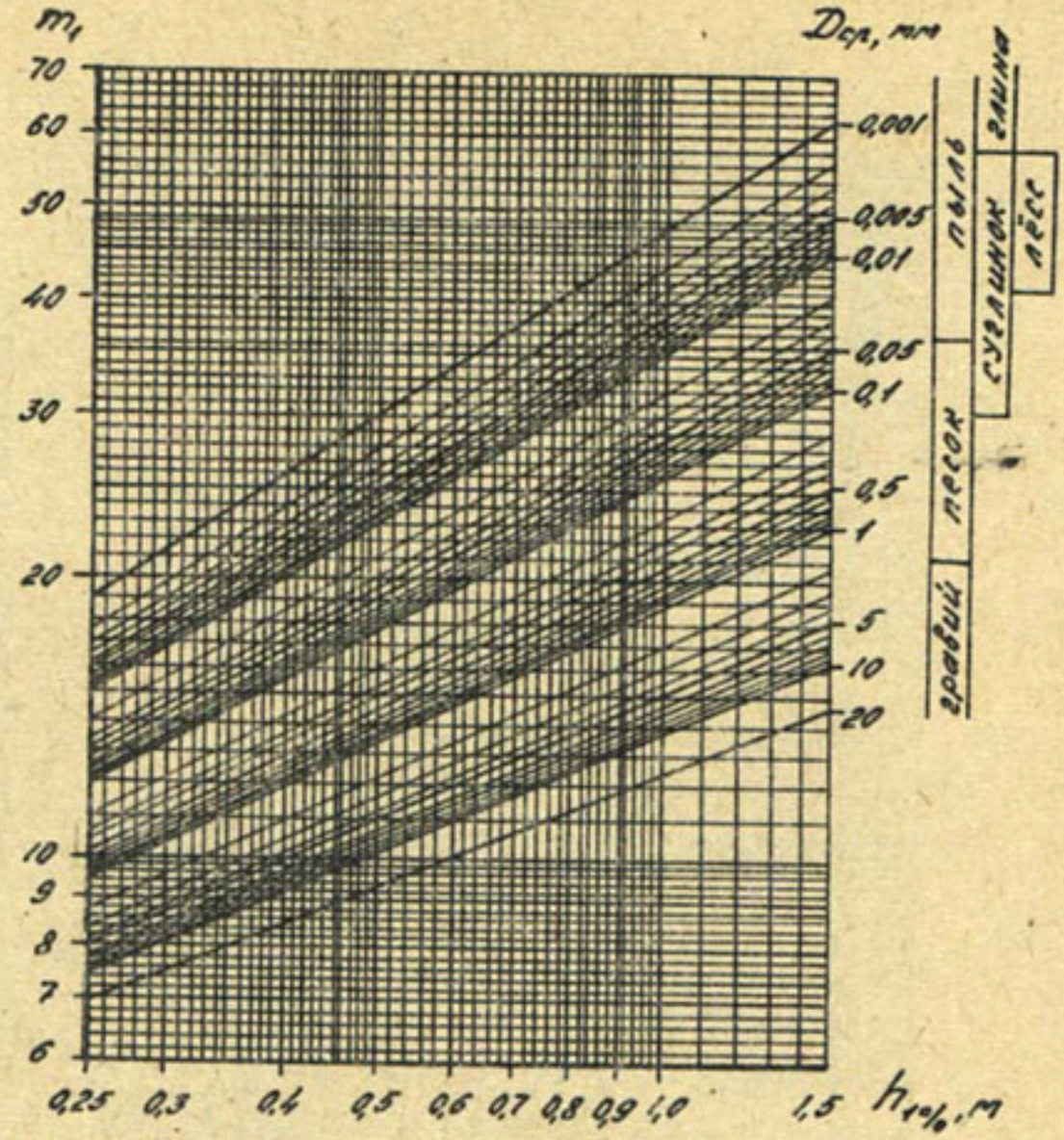


Рис. 6.13. График для определения коэффициента уположенного откоса

Решив это уравнение, определили

$$d_p = \frac{\lambda}{4\pi} \ln\left(B+\sqrt{B^2+1}\right) , \qquad (6.32)$$

где $B = \frac{\pi g h^2}{4\lambda V_{нд}}$.

По уравнению (6.32) построен график (рис. 6.14).

Ширина полосы размыва L_p определяется по зависимости

$$L_p = \left(d_p \frac{m_к - m_н}{m_н - m_о} + d \frac{m_к - m_о}{m_н - m_о}\right) m_н . \qquad (6.33)$$

При значительной величине суммарной энергии волн размыв откоса может переместиться на горизонтальную часть берега. На схеме в

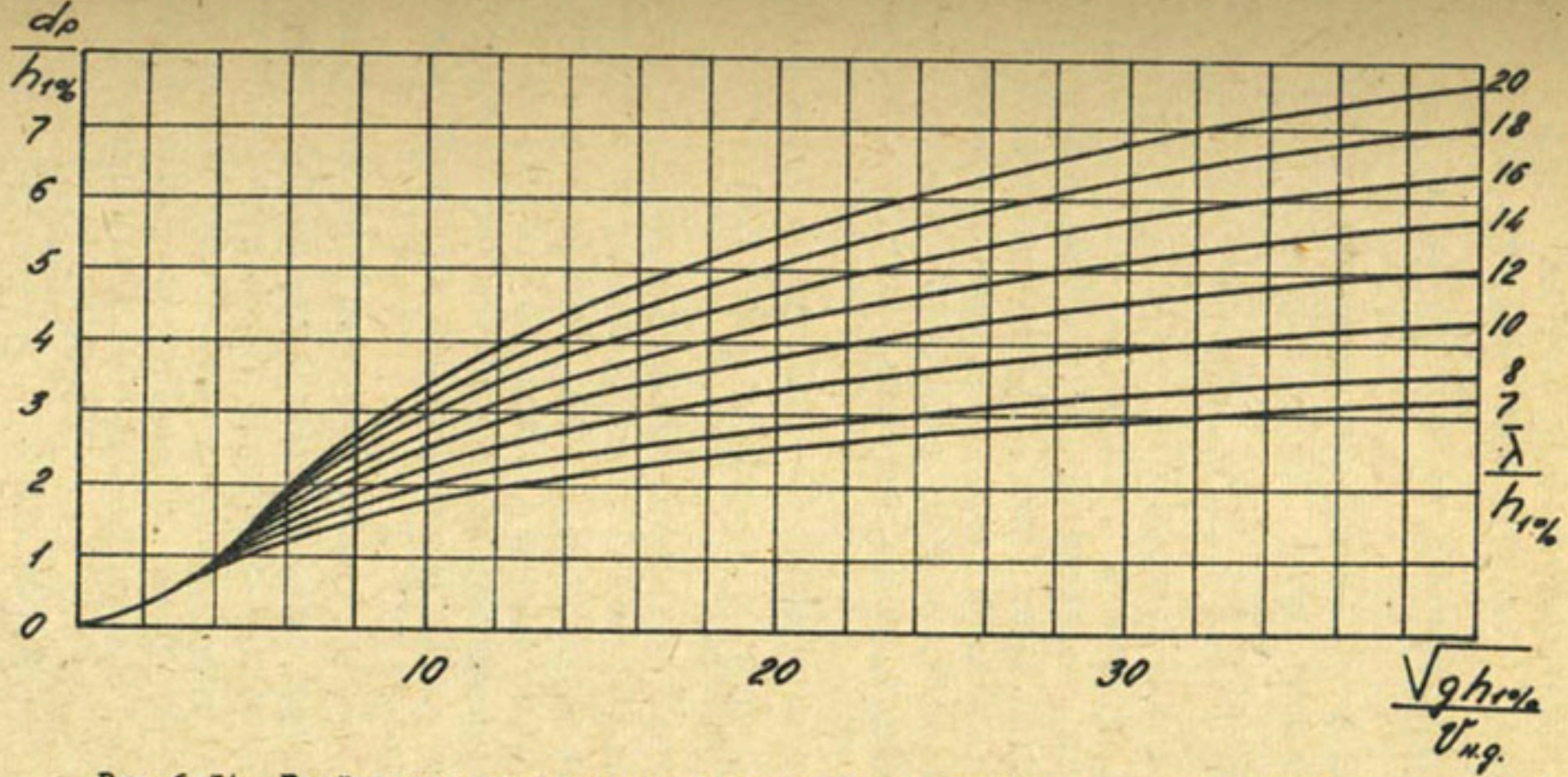


Рис.6.I4. График для определения максимальной глубины размыва откоса

этом случае он будет изображаться площадью S_{ARSM}. Такая форма размыва наблюдается в случае, если $m_к > m_г$. Величина $m_г$ определяется по формуле

$$m_г = m_н + \frac{h_н}{d_р}(m_н - m_о), \qquad (6.34)$$

где $h_н$ – высота надводной части дамбы.
Объем размыва в этом случае будет равен

$$W_{ARSM} = d_р(d_р + 2h_н)(m_к - m_н) + h_н a(m_к - m_о) - 0{,}5a^2(m_к - m_о). \qquad (6.35)$$

Для определения коэффициента откоса $m'_к$ необходимо поступить следующим образом. По графику (рис. 6.II или 6.I2) определить энергию волн, необходимую для изменения откоса от $m_н$ до $m_г$. Затем по графикам (рис. 6.I5) для несвязного грунта или (рис. 6.I6) для связного грунта определить коэффициент откоса $m'_к$ по энергии волн, которая равна разности между суммарной энергией и энергией, необходимой для изменения коэффициента откоса от $m_н$ до $m_г$.

Ширина полосы размыва $L'_р$ определяется по зависимости

$$L'_р = d_р(m'_к - m_н) + h_н m_о + a(m'_к - m_о). \qquad (6.36)$$

Если уровень воды в водохранилище не остается постоянным, а снижается по мере сработки, величина переработки берегов падает. Это объясняется уменьшением размера ветровых волн из-за сокращения разгона волн и глубины воды при сработке уровня.

При определении объема переработки берега следует принимать во внимание два уровня воды: нормально подпорный уровень (НПУ) и уровень сработки (УС).

Объем переработки можно определить следующим образом. Принимаем, что при НПУ на берег воздействовала половина суммарной энергии волн, по величине которой определяются объем переработки и ширина полосы размыва, считая уровень воды постоянным. Дополнительный объем переработки определяется по второй половине суммарной энергии волн, считая уровень воды в водохранилище равным УС по формуле

$$W_{доп.} = 0{,}5(d^*_р + a^*)\frac{(m^*_к - m_о)(m^*_к - m_н)}{m_н - m_о}, \qquad (6.37)$$

где $d^*_р$ – наибольшая глубина размыва откоса волнами при УС;

$m^*_к$ – конечный коэффициент откоса, который устанавливается после воздействия на откос волн при УС.

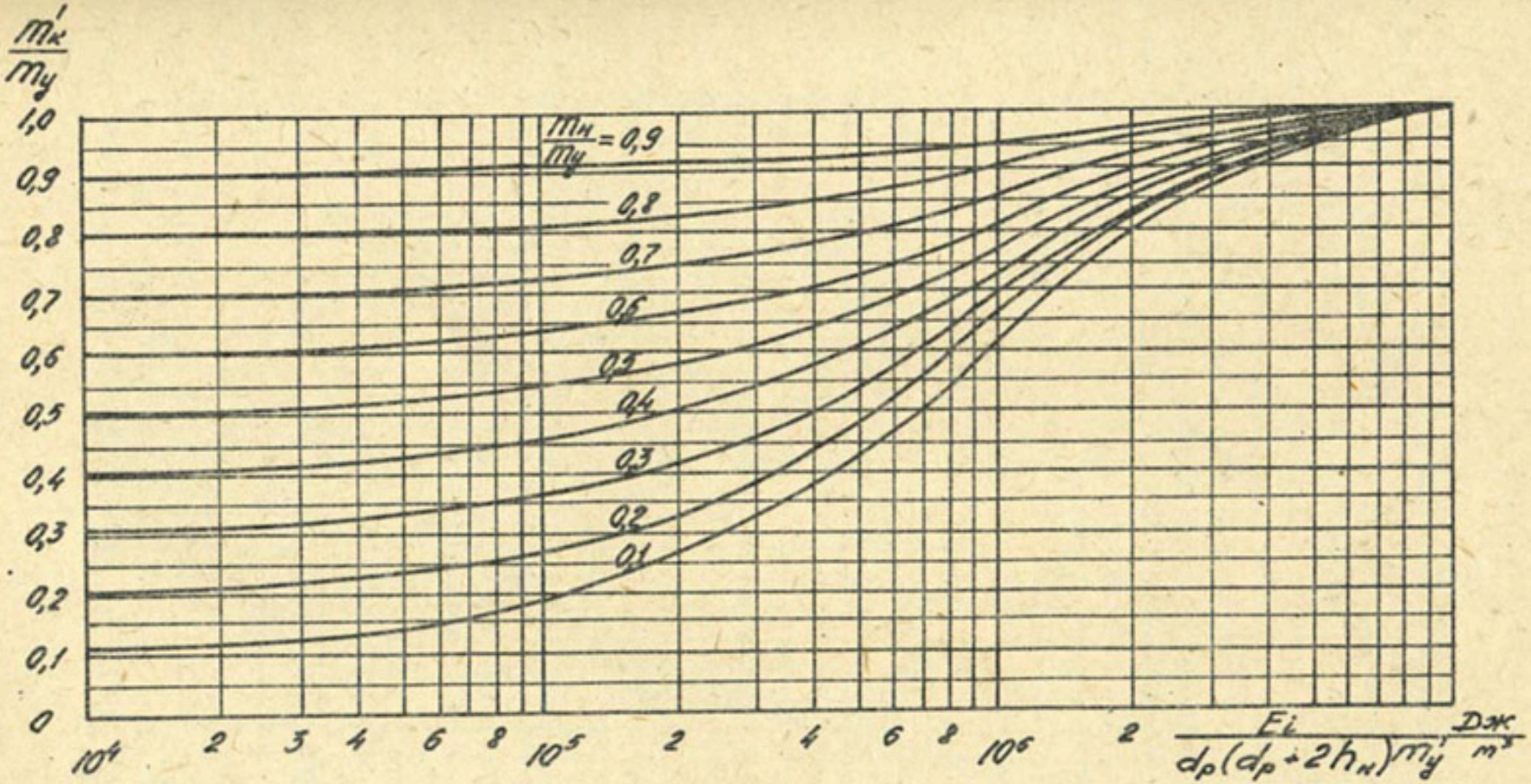


Рис. 6.15. График для определения коэффициента откоса $m'_к$ из несвязного грунта

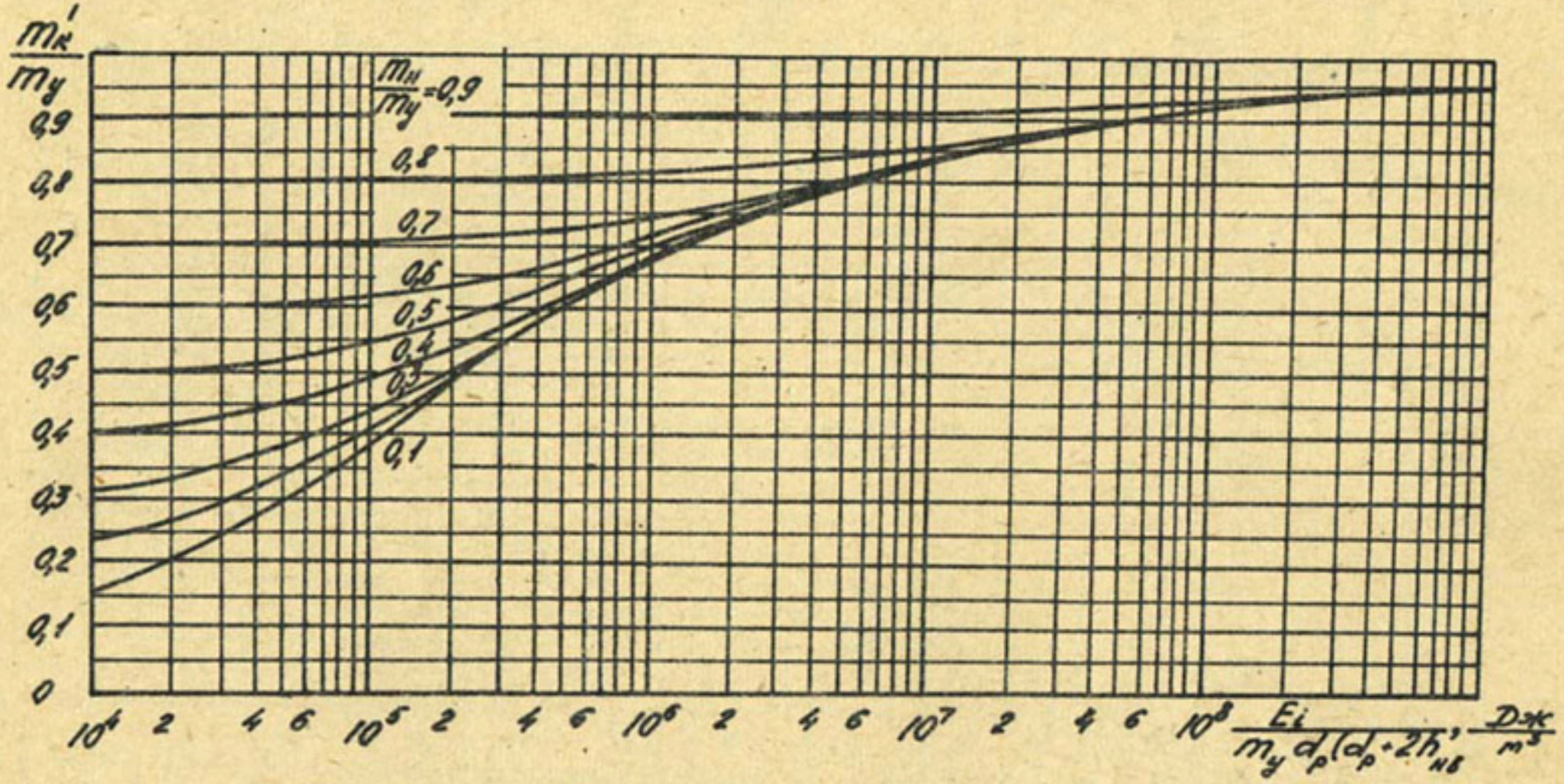


Рис.6.I6. График для определения коэффициента откоса $m_к'$ из связных грунтов

Ширина полосы размыва после падения уровня ниже НПУ не увеличивается.

При проектировании дамб и плотин с неукрепленным откосом коэффициент его должен назначаться из условия минимальных капитальных и эксплуатационных затрат. Экономичность дамб с такими откосами по сравнению с дамбами, имеющими откосы с другими коэффициентами, обусловливается минимальным объемом грунта для их сооружения и восстановительных работ в период эксплуатации в течение 8 лет (период окупаемости капитальных затрат).

Начальный экономичный коэффициент откоса определяется для несвязных и связных грунтов соответственно по графикам рис. 6.17 и 6.18 в зависимости от суммарной энергии волн и отношения конечного коэффициента откоса к начальному. Отношение конечного коэффициента откоса к начальному определяется по условию, что размыв откоса не выйдет на гребень дамбы, нарушая возможность проезда по ней

$$\frac{m_к}{m_н} \leq 1 + \frac{h_{run} + a_0}{d_p}, \qquad (6.38)$$

где $m_к$ и $m_н$ – конечный и начальный коэффициенты откоса; h_{run} – высота наката волн, м; a_0 – превышение гребня дамбы верхней границы наката волн, м; d_p – максимальная глубина размыва откоса, м.

В качестве примера приводим расчеты, связанные с дамбами мелководных водоемов, учитывая, что расчеты ветрового волнения на мелководье несколько сложнее чем на глубокой воде. Мелководными водоемами могут быть наливные водохранилища, мелководные зоны глубоких водохранилищ и пруды. Приведены расчеты для прудов, расположенных в КазССР, в районе интенсивного ветрового режима.

Глубина воды в прудах по проекту должна быть d = 1,5 м. Однако для уменьшения ветрового волнения и размыва откосов дамб (m = 8) пруды эксплуатируются при сниженной глубине воды d = 1 м. Высота дамб h_g = 2 м.

На прудах исследовался ветроволновой режим и размыв откосов дамб, что дало возможность сравнить расчетные данные с результатами наблюдений. Подсчитан также коэффициент экономичных откосов дамб, при котором была бы обеспечена нормальная эксплуатация дамб при глубине воды d = 1,5 м.

По плану прудов и розе ветров определили волноопасные направления ветра, т.е. направления наиболее сильных и частых ветров с большими разгонами. Такими направлениями оказались северо-северо-

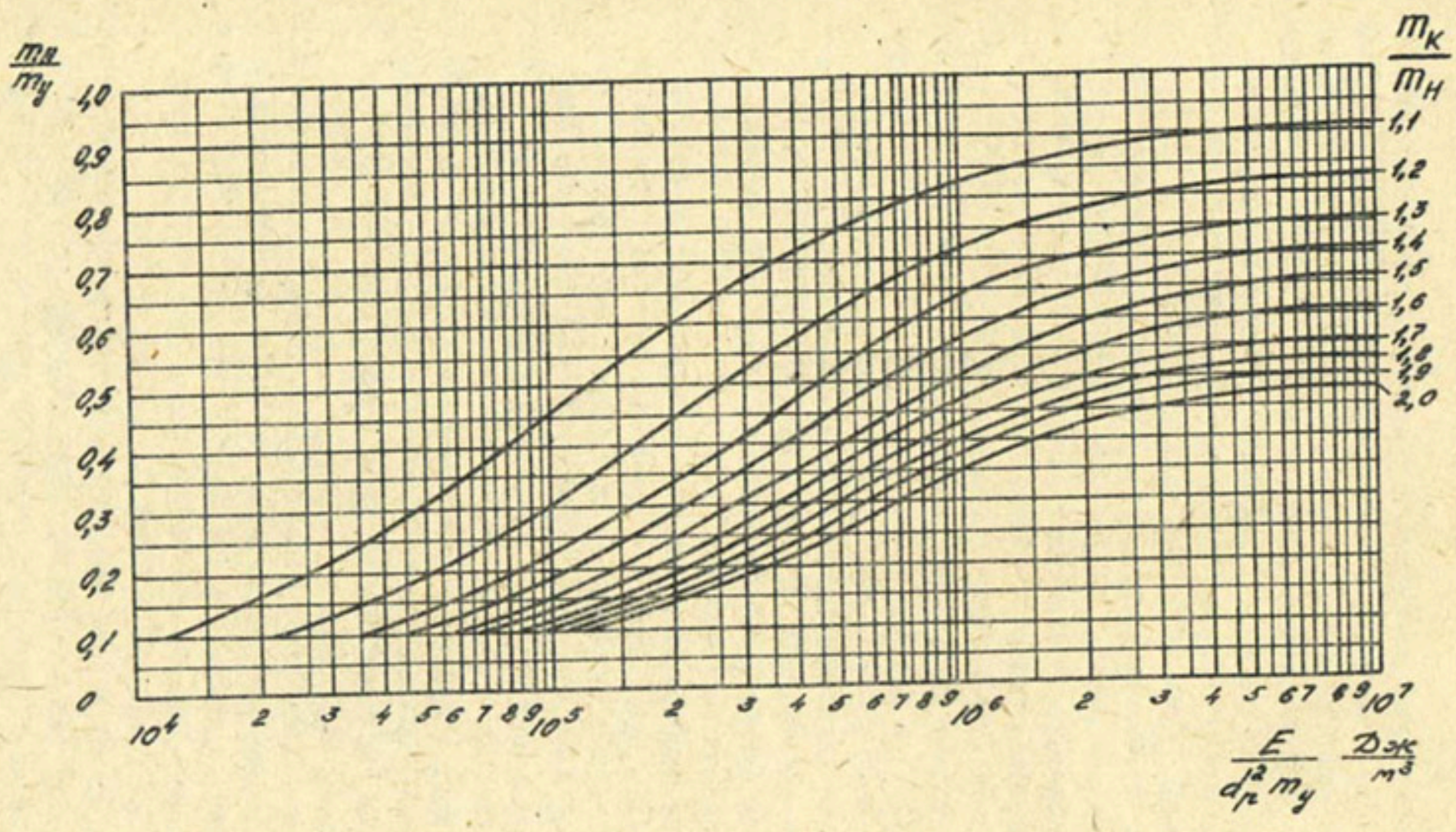


Рис.6.17. График для определения начального коэффициента откоса по величине суммарной энергии волн при заданном $m_к / m_н$ для несвязного грунта

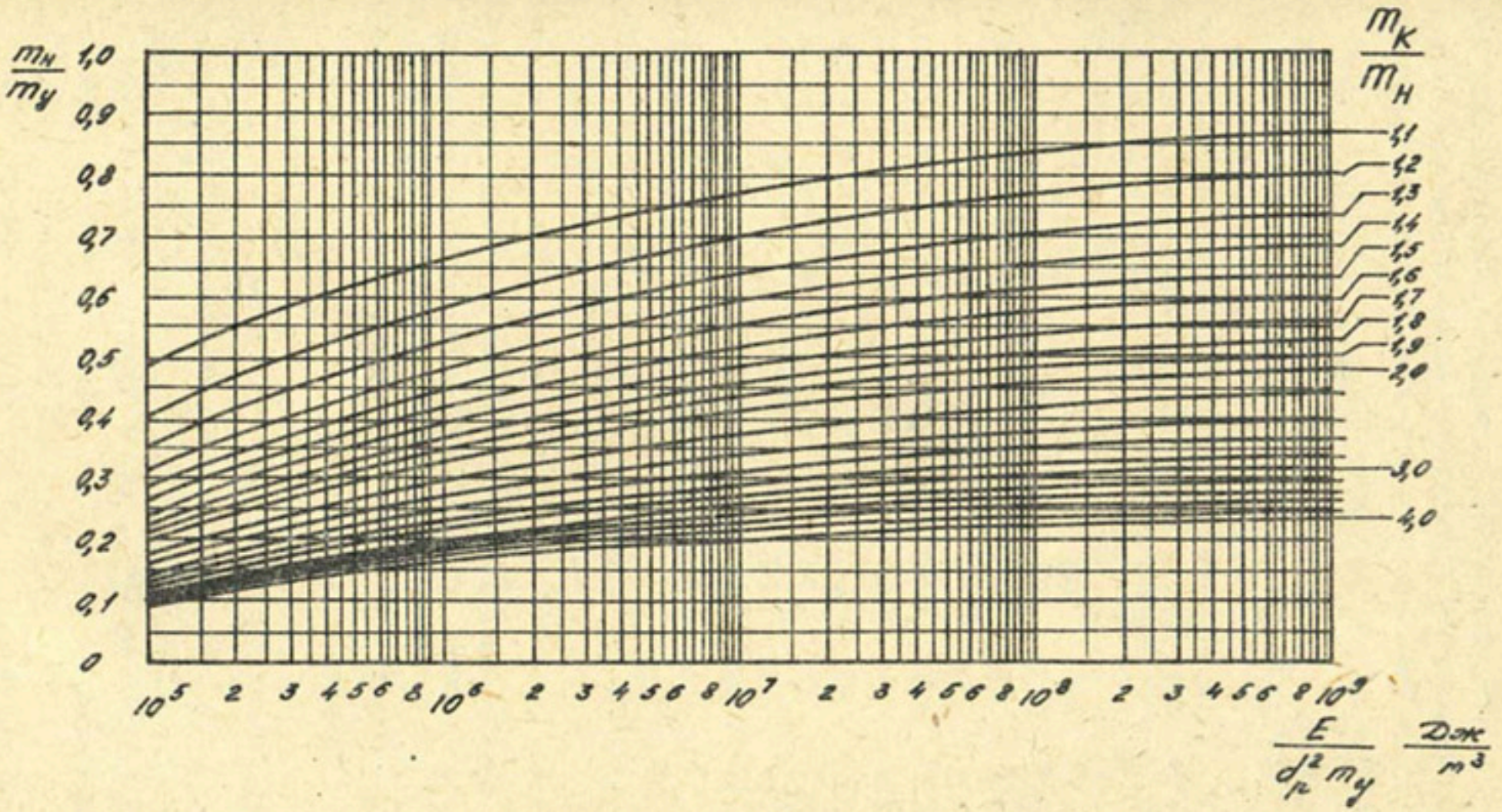


Рис.6.I8. График для определения начального коэффициента откоса по величине суммарной энергии волн при заданном $m_к/m_н$ для связного грунта

восточное, северо-восточное и восточно-северо-восточное. Для них определили расчетные скорости ветра по данным ближайшей к прудам метеостанции Бугунь (табл. 6.I), так как в Справочнике по климату СССР необходимых данных не оказалось.

Таблица 6.I

Число случаев ветра за I0 лет по данным метеостанции Бугунь

Скорость ветра, м/с	Направление ветра			Скорость ветра, м/с	Направление ветра		
	С.-С-В	С -В	В.-С-В		С.-С-В	С-В	В.-С-В
0	538	II37	454	I4	I6	75	I9
I	502	II38	779	I5	-	-	-
2	277	652	436	I6	I6	37	4
3	353	665	343	I7	-	-	-
4	276	5I9	2I5	I8	4	7	-
5	337	549	I95	I9	-	-	-
6	239	4II	I2I	20	I	8	-
7	2II	407	95	2I	-	-	-
8	I64	350	98	22	I	2	-
9	97	222	58	23	-	-	-
I0	64	I73	34	24	I	I	-
II	3	5	-				
I2	43	I42	25		3I43	6499	2876
I3	-	I	-				

По плану пруда, находящегося в наиболее неблагоприятных условиях ветрового волнения, определили разгоны волн и углы между направлениями ветра и перпендикуляром к линии уреза воды. Расчетные скорости ветра и другие данные, необходимые для определения параметров волн, сведены в табл. 6.2.

Таблица 6.2

Данные для определения параметров волн

Показатель	Направление ветра		
	С.-С-В	С-В	В.-С-В
Расчетная скорость ветра $V_{w1\%}$, м/с	25	27,4	2I,3
Число случаев за год	3I4	650	288
Угол θ°	3,5	26	48,5
Разгон волн $\mathcal{L}$, м	980	983	6I8

Определение параметров волн проведено по графикам 6.1, 6.2 и 6.3, а годовой энергии волн по направлениям ветра по рис.6.9 (табл.6.3).

Таблица 6.3

Параметры волн, скорости ветра и годовая энергия волн (в числителе - при глубине воды d =1,0 м, в знаменателе - d=1,5 м)

Показатель	Направление ветра		
	С.-С-В	С-В	В.-С-В
Средняя высота волн $\bar{h}$, м	0,18 / 0,24	0,20 / 0,26	0,12 / 0,13
Высота волны $h_{1\%}$, м	0,46 / 0,57	0,48 / 0,62	0,29 / 0,32
Средняя длина волн $\bar{\lambda}$, м	4,75 / 5,18	5,20 / 5,78	2,45 / 2,51
Скорость ветра, м/с $v_{w5\%}$	24,5	26,6	20,8
$v_{w10\%}$	22,8	25,3	19,3
$Z = v_{w5\%}/v_{w10\%}$	1,075	1,05	1,08
Годовая энергия E_j, Дж/м	$1,85\cdot10^7$ / $3,6\cdot10^7$	$6\cdot10^7$ / $1,2\cdot10^8$	$5\cdot10^6$ / $5\cdot10^6$

Суммарная годовая энергия, притекающая на берег с волнами, при глубине воды d =1,0 м равна $E=\Sigma E_j \cos\theta_j = 1,85\cdot10^7 \cos 3,5^0 + 6\cdot10^7 \cos 26^0 + 5\cdot10^6 \cos 48,5^0 = 5,57\cdot10^7$ Дж/м. Определив среднее значение $h_{1\%}$ =0,47 м ($h_{1\%}$=0,29 м не учтено из-за малой доли волн В.-С-В направления в общей волновой энергии) для суглинка с $D_{ср}$=0,1 мм, нашли (рис.6.13) m_1 =17 и m_y =2(17-2,5)=29. По графику (рис.6.14) определили d_p =0,89 м, приняв $v_{н.д}$=0,29 м/с (Справочник по гидравлике. Киев, 1977). Так как $E/d^2 m_y$ = $=7,57\cdot10^7/0,89^2\cdot29=3,3\cdot10^6$ Дж/м и $m_н/m_y$ =0,28, то конечный коэффициент откоса будет равен (рис.6.12): после года $m_к$ = =0,66·29=19,1, двух - $m_к$ =72·29=20,9 и трех лет - $m_к$ = =0,75·29=21,8. В натуре через два года измерены коэффициенты откосов в расчетной точке m =19 и m =20.

Чтобы правильно определить объем и ширину полосы размыва,

надо выяснить , переместится ли размыв на гребень дамбы. Для этого вычислили по (6.34) величину $m_г = 8 + 1/0{,}89\ (8 - 0) = 17$.

Принято $m_о = 0$, так как суглинок, из которого сооружены дамбы, на границе размыва держит вертикальный уступ. Так как $m_к > m_г$, то размыв должен переместиться на гребень дамбы, что подтверждается наблюдениями в расчетной точке дамбы.

Определив по графику (рис. 6.16) $m'_к = 21{,}75$, объем размыва вычислили по (6.35): $W = \frac{1}{2}\left[0{,}89(0{,}89 + 2\cdot1) - 0{,}1^2\right](21{,}75 - 8)\ \frac{1}{2}\cdot 1^2(8 - 0) + 1\cdot0{,}1(21{,}75 - 0) = 15{,}8$ м^3/м.

Ширина полосы размыва согласно (6.36) $L'_р = 0{,}89\ (21{,}75 - 8) + 0{,}1\cdot21{,}75 = 14{,}4$ м.

Для определения коэффициента экономичного откоса, который позволяет эксплуатировать пруды при глубине воды 1,5 м, определили суммарную энергию волн за 8 лет при этой глубине воды $E_1 = 8\ (3{,}6\cdot10^7 \cos 3{,}5^\circ + 1{,}2\cdot10^8 \cos 26^\circ + 5\cdot10^6 \cos 48{,}5^\circ) = 1{,}18\cdot10^9 \frac{Дж}{м}$.

Максимальная глубина размыва и коэффициент устойчивого откоса равны $d_р = 1{,}08$ м и $m_у = 34$.

Согласно (6.38) $m_к / m_н = 1 + 0{,}5/1{,}08 = 1{,}463$, тогда по графику (рис. 6.18) $m_н / m_у = 0{,}65$ и, следовательно, $m_н = 0{,}65\cdot34 = 22$.

Сооружение дамбы с таким коэффициентом откоса потребует укладки дополнительно по сравнению с дамбой с $m = 8$

$\Delta W_g = \frac{1}{2}\ h_g^2\ (m_н - 8) = \frac{1}{2}\cdot 2^2(22 - 8) = 28$ м^3/м грунта.

Объем размыва дамбы за 8 лет будет равен по (6.29)

$W_1 = \frac{1}{2}\cdot 1{,}18^2\ \frac{32{,}2(32{,}2 - 22)}{22} = 10{,}4$ м^3/м. Конечный коэффициент откоса $m_к = 32{,}2$ определен по графику (рис. 6.12).

Сооружение экономичной дамбы потребует дополнительно по сравнению с дамбой с $m = 8$ укладки грунта $\Delta W_g = 28$ м^3/м, и объем ее размыва составит за 8 лет $W_1 = 10{,}4$ м^3/м, тогда как ежегодный размыв дамбы с $m = 8$ составляет $W = 15{,}8$ м^3/м. Следовательно, за 8 лет общий объем ее размыва достигнет 126,4 м^3/м.

Таким образом, дамба с начальным коэффициентом откоса $m_н = 22$ окажется экономичнее дамбы с $m = 8$.

Кроме этого, экономичные дамбы позволяют эксплуатировать пруды, не снижая уровень воды в них.

7. СПОСОБЫ СОХРАНЕНИЯ И УВЕЛИЧЕНИЯ ПОЛЕЗНОГО ОБЪЕМА ВОДОХРАНИЛИЩ

Существуют разные способы сохранения полезного объема водохранилищ. Рассмотрим основные из них.

Борьба с заилением и занесением. Эти процессы ведут к сокращению полезной емкости водохранилищ, росту площади затопления и подтопления, деформации русел рек и каналов, в результате чего существенно ухудшаются условия их эксплуатации. В каналах после смыва кольматационного слоя осветленным потоком увеличиваются потери на фильтрацию. На орошаемые поля не поступают илистые частицы, которые с одной стороны, увеличивают урожайность, с другой - сокращают непроизводительные потери воды на фильтрацию до I5-20 % за счет кольматации временной оросительной сети. Поэтому необходимо осуществлять борьбу с отложением наносов в водохранилищах с целью сокращения до минимума процессов заиления и занесения, ухудшающих условия эксплуатации водохранилищ, и для подачи мельчайших частиц отложений в каналы и на поля орошения в целях их кольматации и сокращения потерь на фильтрацию.

Борьба с заилением водохранилищ не осуществляется потому, что отсутствуют эффективные и экономически целесообразные рекомендации. Применение широко известных средств гидромеханизации для водохранилищ пока остается дорогостоящим мероприятием.

Эффективность эксплуатации водохранилищ можно повысить за счет их работы в половодье при пониженных уровнях перед плотиной. Это позволит пропустить транзитом в нижний бьеф часть взвешенных наносов за счет повышенной проточности. Этот способ известен, но не было рекомендаций, к каким именно водохранилищам необходимо применять специальный уровенный режим эксплуатации, чтобы достигнуть наибольшего эффекта в борьбе с заилением.

Предложенный метод расчета заиления (с. 27) позволил восполнить этот пробел.

На водохранилищах, заиляющихся по закономерностям обеих или только второй стадии, необходим сниженный уровенный режим эксплуатации. Это позволит увеличить срок их службы. При этом величину снижения уровня перед плотиной можно определять по наносоудерживающей способности в зависимости от объема водохранилища по (3.6) или (3.7). Такой режим эксплуатации наиболее целесообразен для водохранилищ с большим коэффициентом водообмена.

Если заиление идет по закономерностям только первой стадии, снижение уровня нецелесообразно, так как нельзя непроизводительно выпускать огромные массы воды, ибо они предназначены для орошения.

В отличие от приведенного способа транзитного пропуска взвешенных частиц, известен способ гидравлической промывки отложившихся наносов при максимальном снижении уровня воды перед плотиной. Но для водохранилищ этот способ малоэффективен, ввиду невозможности быстрого снижения уровня воды перед плотиной в целях создания размывающих скоростей, непроизводительной сработки больших объемов воды для промывки наносов.

При медленной сработке уровня воды размытые наносы на узкой полосе, примерно равной ширине поступающего из реки потока, транспортируются на нижележащие участки водохранилища и откладываются там в виде широкого конуса выноса. В результате, пока уровень воды достигнет низшей отметки, размытые выше наносы успевают вновь отложиться в водохранилище в виде серии конусов выноса. При этом размыв по длине водохранилища имеет вид узкого и глубокого каньона потому, что поступающий из реки поток не может охватить по ширине все отложившиеся наносы и, кроме того, илистые и глинистые частицы, обладая большой силой сцепления, не позволяют развиваться процессу размыва по широкому фронту.

Применение гидравлического смыва отложившихся наносов из верхних бьефов низконапорных гидроузлов подробно описано А.М.Мухамедовым / IO4 / и Ф.Ш.Мухамеджановым / IOO /.

Имеются рекомендации применять наливные водохранилища как средство борьбы с заилением. Но это приведет к очень большим потерям воды на испарение. Поэтому в каждом конкретном случае необходимо установить возможность применения этого метода, сопоставив объемы заиления и возможной переработки берегов с потерями на испарение.

Против заиления водохранилищ эффективно строительство обводных каналов, сечение которых зависит от сбросного расхода воды. В этих случаях водохранилище заполняется частично в меженний период (с октября по март) и в период половодья - полностью, а излишняя мутная вода сбрасывается на орошение по обводному каналу. Этот способ борьбы с заилением нецелесообразен при значительной длине обводного канала с большим поперечным сечением, наличии

скальных трудноразрабатываемых пород и т.п.

Наиболее выгодно использование донных потоков для сброса части стока наносов в нижний бьеф гидроузла, но оно ограничивается условиями образования и устойчивого протекания донного потока (с. 45).

Механизированная очистка землесосами - весьма дорогостоящее мероприятие, и пока практически не применяется.

Эффективная борьба с заилением может быть осуществлена с помощью предлагаемого устройства (рис. 7.I).

Устройство для удаления наносов со дна водохранилищ использует как статический напор гидроузла, так и эжекционный напор. При помощи лебедки на плавучей системе 6, грунтозаборник 7 опускается к поверхности дна в месте отложения наносов 8. Вся система труб 3 заполняется водой. За счет использования суммарного напора притопленный с помощью понтонов грунтозаборник разрабатывает отложения взвешенных наносов, всасывает их и транспортирует пульпу по трубопроводу в нижний бьеф плотины. Плавучесть системы, создаваемая понтонами, позволяет перемещать устройство, изменяя местоположение оголовка грунтозаборника.

Наибольшая длина трубопровода этого устройства определяется из условия равенства действующего суммарного напора потерям на гидравлические трения, вычисляемая по известной формуле

$$\mathcal{L} = h_{пот}\, D \cdot 2g\,\gamma / \lambda v^2 \gamma_{см} ,$$

где $\mathcal{L}$ - длина трубопровода; D - диаметр трубопровода;

λ - коэффициент гидравлического сопротивления;

$\lambda = 0{,}00297 + 2{,}34\,\varepsilon_1$, $\varepsilon_1 = \Delta / \gamma$; Δ -выступ шероховатости;

$\gamma_{см}$ - объемная масса пульпы.

При значениях Δ = 5 мм, γ = 500 мм, ε_1 = 0,0I, λ = 0,033; при D = I,0 м, v = 0,8 м/с, $\gamma_{см}$ = I,4 т/м^3, длина одной нитки трубопровода при потере напора $h_{пот}$ = I,0 м составит $\mathcal{L}' \cong$ 0,7 км.

Для средненапорных гидроузлов с H = 20–25 м длина трубопровода составит примерно I4 - I7,5 км, что вполне достаточно для разработки основной массы отложившихся наносов. С учетом эжекционного напора зона разработки наносов увеличится.

При двухсменной работе в сутки (I6 ч) одна нитка трубопровода диаметром I,0 м и при скорости 0,8 м/с за 8 мес работы может сбросить 8,7·I0^6 м^3/год пульпы. При 50%-ном содержании грунта в

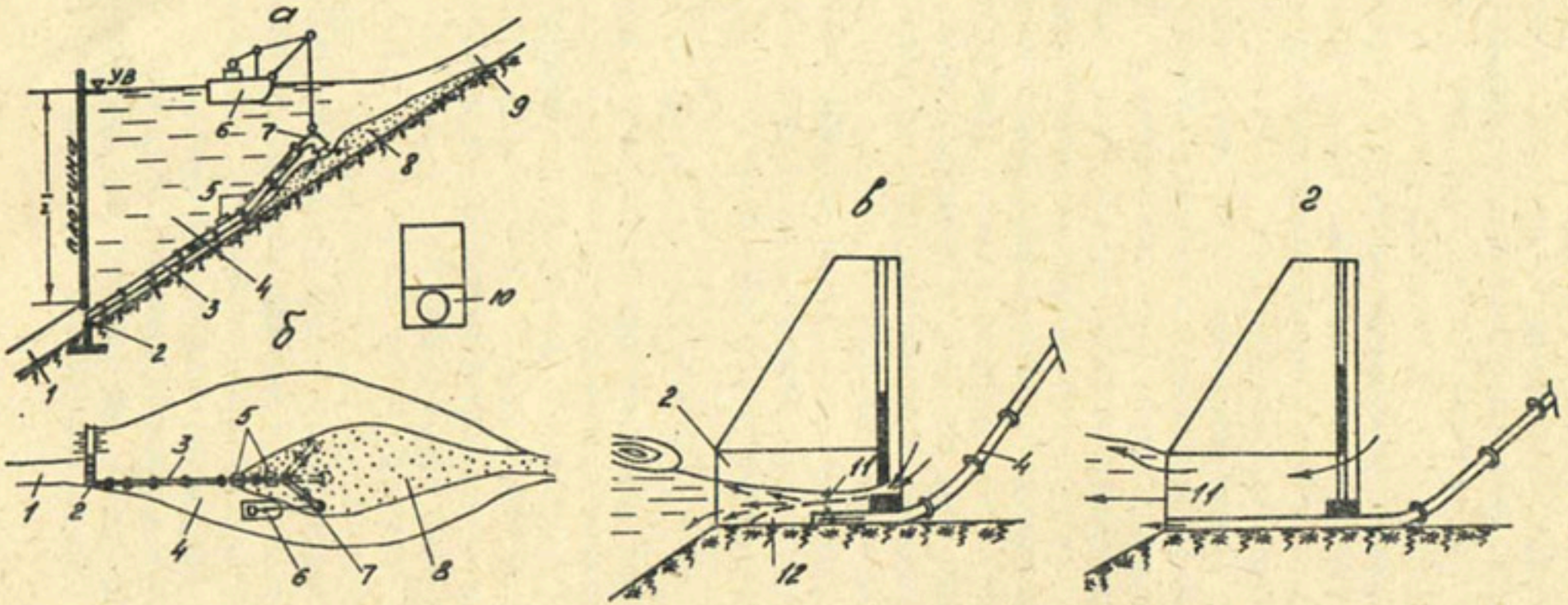


Рис. 7.I. Устройство для удаления наносов, отложившихся в водохранилище: а – продольный разрез, б – план, в, г – соответственно схемы безнапорного и напорного движения потока в донном водовыпуске;

I – мутный поток в нижнем бьефе водохранилища; 2 – донный сброс плотины; 3 – трубопровод; 4 – осветленный поток водохранилища; 5 – пантоны для создания плавучести трубопроводу; 6 – плавсредства, перемещающие всасывающий патрубок; 7 – грунтозаборник; 8 – отложившиеся наносы; 9 – мутный поток в бытовом русле; I0 – надставной порог, устанавливаемый в пазы затворов; II – зона максимальных скоростей; I2 – вакуумная зона

пульпе это равно примерно $4{,}5 \cdot 10^6$ м^3 свежеотложившихся наносов. Рекомендуемое устройство исследуется в лабораторных условиях с целью разработки конструкций грунтозаборника 7. Опытные образцы устройства с применением пластмассовых труб будут изготовлены в САНИИРИ.

Борьба с переработкой берегов. Существуют разные методы борьбы с переработкой берегов, которые можно разделить на активные и пассивные. Активные методы предусматривают борьбу непосредственно с волной (различного вида волноломы, волнорезы и т.п.), пассивные - защищают берег от возможной деформации путем принятия всей волновой энергии защищаемым сооружением (различные виды креплений).

Предлагаемый метод борьбы с переработкой берегов основывается на известном положении о том, что при критической глубине, равной двум высотам волн, дно сдерживает возрастание волн. Следовательно, если волна будет набегать на отмель, где глубина воды меньше критической, то ее высота будет уменьшаться без резких обрушений.

Известно, что при движении волн в водоемах в толще воды снизу от волн возникает движение жидкости в виде вальцов. За счет этого появляются орбитальные скорости, значение которых уменьшается от поверхности воды ко дну по известному закону. Грунт на определенной глубине может не размываться, если скорости в рассматриваемом месте достигнут неразмывающих значений. Поэтому в основу расчета высоты бермы положена формула / 146 / для определения донной неразмывающей скорости

$$v_{н.д.} = \frac{2k\pi h}{\sqrt{\pi \frac{\lambda}{h} sh\, 4\pi \frac{d_p}{h}}} . \qquad (7.1)$$

Эта формула преобразована А.Х.Садыковым и представлена в виде

$$d_p = \frac{\lambda}{2\pi} \ell n \left(B + \sqrt{B+1}\right) . \qquad (7.2)$$

Она позволяет определить глубину воды над подводной бермой,

где $$B = \frac{\pi g h^2}{2\lambda v_{н.д.}^2} .$$

Глубину воды над бермой на практике можно определять по табл. 7.1.

Таблица 7.I

Глубина воды над бермой в зависимости от высоты волны и неразмывающей скорости

$h_1\%$, м	$v_{н.д}$, м/с									
	0,I	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	I,0
0,05	0,I5	0,05	0,02	0	0	0	0	0	0	0
0,I0	0,30	0,I5	0,05	0,05	0,05	0	0	0	0	0
0,I5	0,45	0,30	0,20	0,I0	0,I0	0,05	0,05	0,05	0	0
0,20	0,65	0,45	0,30	0,I5	0,I5	0,I5	0,I0	0,I0	0,05	0
0,25	0,85	0,65	0,40	0,25	0,25	0,20	0,I5	0,I5	0,05	0,05
0,30	I,05	0,75	0,55	0,40	0,30	0,30	0,20	0,20	0,I0	0,I0
0,35	I,25	0,95	0,70	0,50	0,40	0,35	0,25	0,25	0,I5	0,I5
0,40	I,50	0,I0	0,85	0,60	0,50	0,45	0,35	0,30	0,20	0,20
0,45	I,70	I,30	I,00	0,75	0,60	0,55	0,40	0,35	0,25	0,25
0,50	2,00	I,50	0,I5	0,90	0,75	0,65	0,50	0,40	0,35	0,30
0,55	2,25	I,70	I,30	I,05	0,85	0,75	0,55	0,50	0,40	0,35
0,60	2,50	I,90	I,45	I,20	0,95	0,85	0,65	0,60	0,50	0,40
0,65	2,75	2,I0	I,50	I,35	I,05	0,95	0,75	0,70	0,55	0,50
0,70	3,00	2,35	I,75	I,45	I,20	I,05	0,85	0,80	0,65	0,55
0,75	3,25	2,55	I,95	I,60	I,30	I,I5	0,95	0,85	0,70	0,65
0,80	3,50	2,70	2,I5	I,75	I,40	I,20	I,05	I,00	0,80	0,70
0,85	3,75	2,90	2,30	I,90	I,55	I,30	I,I5	I,I0	0,90	0,80
0,90	4,00	3,I5	2,50	2,05	I,50	I,40	I,25	I,20	I,00	0,85
0,95	4,25	3,30	2,70	2,20	I,80	I,55	I,35	I,30	I,I0	0,90
I,00	4,50	3,50	2,90	2,40	2,00	I,65	I,45	I,40	I,20	0,95
I,05	4,75	3,70	3,05	2,55	2,I5	I,80	I,55	I,50	I,35	I,05
I,I0	5,00	3,90	3,25	2,70	2,25	I,95	I,65	I,60	I,45	I,I5
I,I5	5,30	4,I0	3,45	2,85	2,40	2,I0	I,75	I,70	I,55	I,30
I,20	5,55	4,30	3,65	3,05	2,55	2,20	I,90	I,80	I,65	I,45

Примечание. В составлении таблицы принимали участие А.Г. Локтионов и Л.Х. Ирмухамедова

Подводную дамбу с бермой для защиты неукрепленных откосов рекомендуется применять при условии $d_p \leqslant (I,5 - I,6)\, h_1\%$.

Высота подводной бермы $h_{бер} = d - d_p$. (7.3)

Длина бермы принимается равной $l_б = (5\text{–}6)\, h_{бер}$ согласно опытным данным (рис. 7.2). При известной расчетной скорости ветра v_w по СНиП определяют среднюю высоту волны $\bar{h}$, затем - высоту волны

I %-ной обеспеченности, т.е. $h_{1\%} = 2{,}42\ \bar{h}$, и неразмывающую донную скорость в зависимости от величины сцепления грунта C :

C	0,05	0,075	0,10	0,125	0,15	0,175	0,20	0,225	0,25	0,30	0,35	0,40
$v_{н.д}$	0,29	0,34	0,39	0,42	0,46	0,50	0,53	0,56	0,58	0,63	0,69	0,74

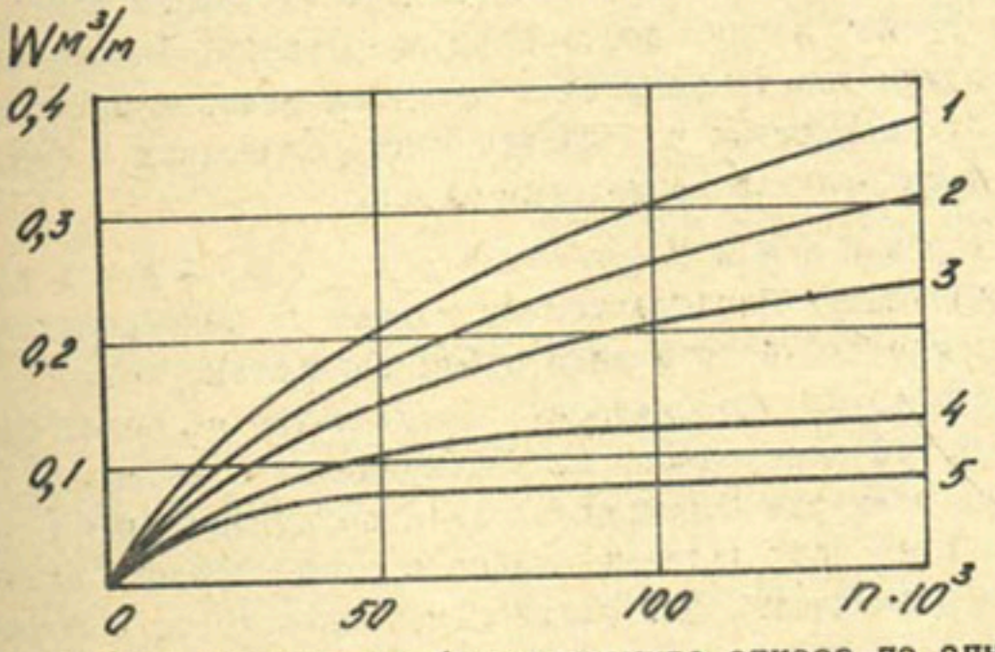


Рис. 7.2. График изменения объема размыва откоса по опытным данным в зависимости от длины подводной бермы и количества ударов волн:
I – длина бермы $l_б = 0$, 2 – $l_б = h_{бер}$,
3 – $l_б = 2\ h_{бер}$, 4 – $l_б = 4\ h_{бер}$, 5 – $l_б = 5\ h_{бер}$

На основе таких расчетов делается устройство (рис. 7.3).

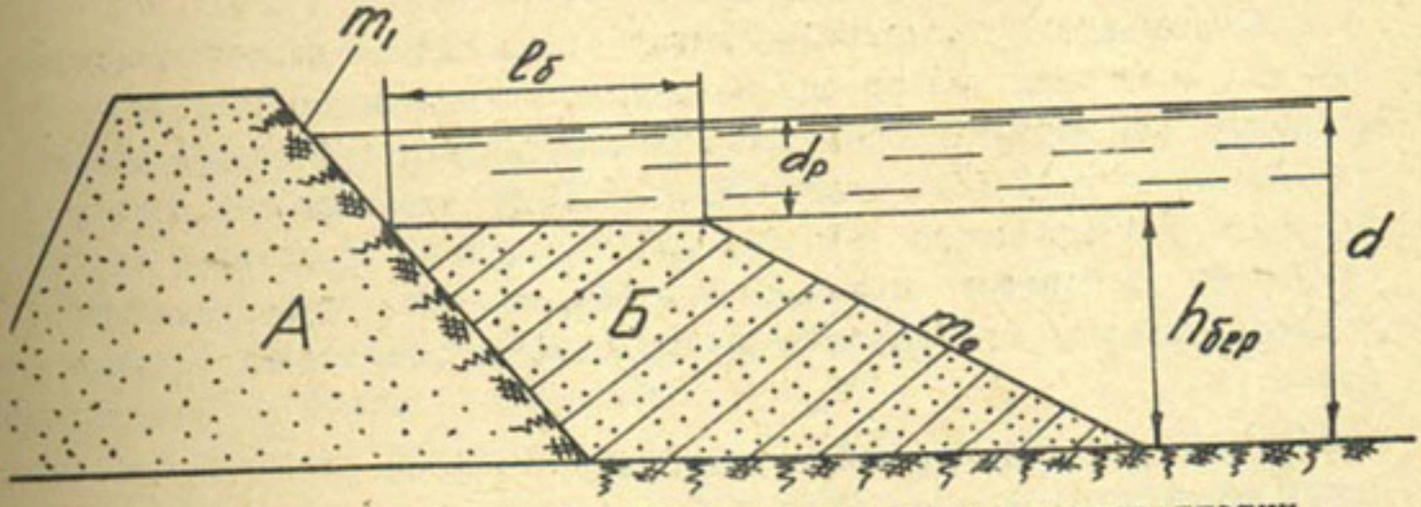


Рис. 7.3. Устройство для защиты неукрепленных откосов плотин, дамб и побережий водохранилищ от разрушения волнами:
А – защищаемая дамба или плотина, Б – подводная дамба с горизонтальной бермой

Верховой откос m_1 плотины или дамбы A может быть защищен подводной дамбой $Б$, размеры которой ($h_{бер.}$ и $l_б$) выбираются в зависимости от вида грунта и высоты волны. Указанную дамбу целесообразно возводить по этапам. При этом на удалении от берега, равном $l_б$, намывают или отсыпают оголовок дамбы шириной (I-I,5) $h_{бер.}$ и высотой до поверхности воды. Такая дамба будет полностью гасить волну, постепенно разрушаясь. Разрушенный оголовок необходимо восстанавливать. Продукты размыва будут переноситься и откладываться на участке между оголовком и берегом, постепенно формируя тело подводной дамбы.

Сокращение потерь на фильтрацию. Большая часть фильтрационных потерь из водохранилищ и каналов обычно используется в виде стока возвратных вод. Главные потери на фильтрацию, по-видимому, имеют место на полях орошения. Дело в том, что поступающая из водохранилищ осветленная вода при движении по поливным бороздам создает переувлажнение в начале борозды за счет пропитывания большого слоя грунта и недоувлажнение конечной ее части. Это увеличивает прежде всего фильтрационные потери на I5-20 % и удлиняет сроки полива ввиду медленного движения воды по поливным бороздам.

Для сокращения фильтрационных потерь необходимо подавать на поля мутную воду, которая благодаря наличию взвешенных илистых и глинистых частиц создает в бороздах кольматационный слой, а он способствует значительному сокращению фильтрационных потерь, обеспечивает быстрое добегание воды до конца борозды и создает тем самым равномерное увлажнение почвы.

Помимо этого, илистые и глинистые частицы содержат необходимые для повышения плодородия почв минеральные вещества. Так, в оросительной норме I2000-I5000 $м^3$/га амударьинской воды содержится 200 кг гумуса, I3,4 азота, 33,0 P_2O_5 (подвижного - 0,45), 528,0 K_2O (подвижного - I8,0), 2710 CaO, I9 MgO, 66,0 кг $Ti O$ / 79 /. Поэтому подача мутной воды на поля играет двоякую роль - осуществляет борьбу с фильтрацией и увеличивает плодородие почв.

Сокращение потерь на испарение. Борьба с этим видом потерь основана на том, что при снижении температуры прогретого слоя испарение существенно сокращается.

Достичь такого снижения температуры можно с помощью специального устройства (рис. 7.4). Оно позволяет сбрасывать в нижний

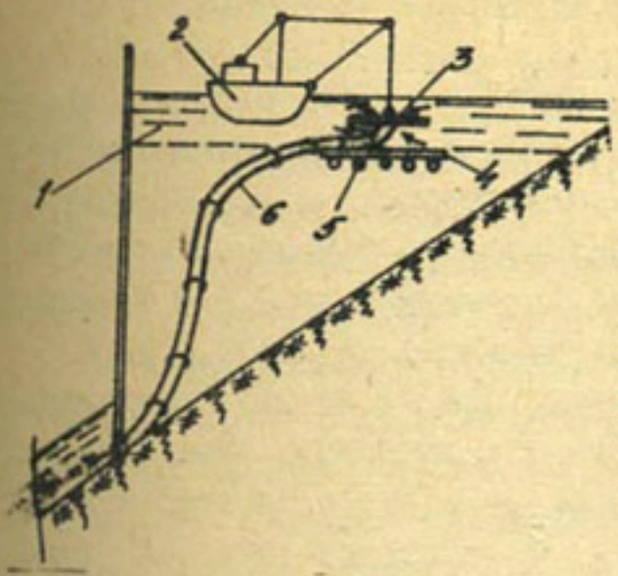


Рис. 7.4. Устройство для борьбы с испарением с водной поверхности водохранилища:
I - теплый слой воды; 2 - плавсредства для перемещения водозаборника; 3 - водозаборник; 4 - платформа; 5 - пантоны; 6 - гибкий трубопровод

бьеф теплый верхний слой, который, как правило, не превышает высоты 2-2,5 м.

Работает оно так. Вода, через отверстия в верхней и нижней крышках, поступает в водоприемник 3, располагающийся в центре горизонтальной платформы 4, изолирующей теплый слой от холодного. Для того, чтобы холодная вода совершенно не поступала в водоприемник, платформа во время работы перемещается в горизонтальной плоскости. Теплый слой срезается платформой и захватывается водоприемником. После того, как платформа с водоприемником переместится на новое место, холодная вода с нижних слоев поступит на бывшее место водоприемника, за счет чего и уменьшится температура воды верхнего слоя.

Устройство проверяется в лабораторных условиях.

Увеличение полезной емкости водохранилища. Достичь этого можно, наращивая высоту плотины или используя специальные парапеты.

Обычно наращивание плотин проводят до проектной отметки из-за осадки их, превышающей расчетную, а иногда не только с учетом осадки, но и для получения дополнительной емкости. Так плотину I Тедженского водохранилища в I960 г. нарастили на I,0 м, Каттакурганского в I968 г. - на 2,5 м. Это позволило увеличить емкость последнего с 600 до 900 млн $м^3$.

Такой способ приемлем там, где за счет заиления сократилась полезная емкость водохранилищ, при необходимости увеличения площадей орошения. Однако для его экономически целесообразного осуществления надо предварительно проанализировать возможности и величины роста емкости каждого из существующих водохранилищ.

Это позволит получить дополнительные емкости с наименьшими капитальными затратами.

Увеличить емкость можно и с помощью парапетов. Однако при этом очень важно правильно выбрать его конструкцию. Иначе возможны аварии. Так, в 1979 г. на 60 м Караджантакской дамбы Бугуньского водохранилища под действием трехдневного шторма со скоростью ветра 30 м/с и высотой волн 3,0 м при заниженной на 1,5 м отметке гребня дамбы накат волн превышал верх парапета на 1,5-2,0 м, и ветер сдувал его на гребень дамбы. Вода, стекая по неукрепленному низовому откосу, интенсивно разрушала тело дамбы. Этот процесс ускорился после разрушения парапета. За двое суток от гребня дамбы шириной 8 м оставалось около 1,5 м. Надо представить, что произошло бы, если бы шторм не прекратился - ведь в водохранилище было 370 млн $м^3$ воды.

Если бы вместо запроектированного варианта парапета (рис.7.5а) был какой-либо другой из известных, например, предложенный СНиП, то и тогда дамба получила бы повреждения от сдуваемого наката при целом парапете, так как ее гребень был занижен на 1,5 м.

В 1980 г. САНИИРИ разработал новую конструкцию парапета с козырьком (рис. 7.5.б), отклоняющим накат волн в верхний бьеф без взлета воды выше верха парапета, позволившую поднять ▽ НПУ водохранилища на 1,0-2,0 м и тем самым получить дополнительную емкость. Ее прирост в верхней части кривой $W = f(H)$ будет наибольшим и экономически целесообразным.

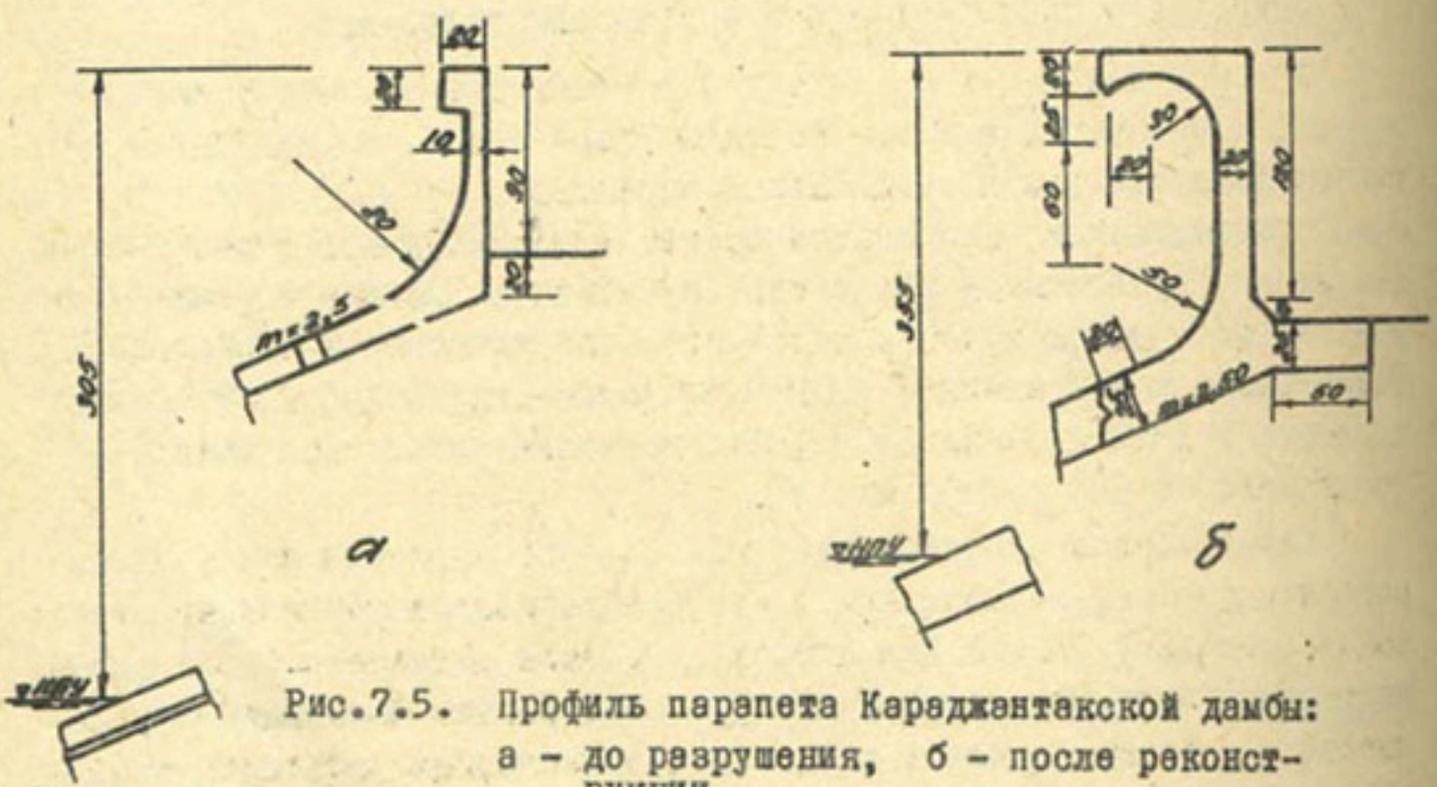


Рис.7.5. Профиль парапета Караджантакской дамбы:
а - до разрушения, б - после реконструкции

Эта конструкция парапета была применена при реконструкции крепления Караджантакской дамбы. Из-за недостаточной устойчивости парапета арматура его была приварена к арматуре плит крепления откоса. Всего было заменено 3 км парапета. Это позволило отказаться от наращивания дамбы.

Парапет рекомендуемой конструкции установлен также на Капчагайском и Босарыкском водохранилищах.

Дальнейшими лабораторными опытами удалось повысить коэффициент устойчивости парапета при повышенной отметке НПУ на I,5-2,0 м в основном за счет уменьшения его высоты. Предложенная реконструкция парапета плотины Талимарджанского водохранилища (рис. 7.6) позволит поднять отметку НПУ на I,0 м и увеличить емкость на 75 млн м^3.

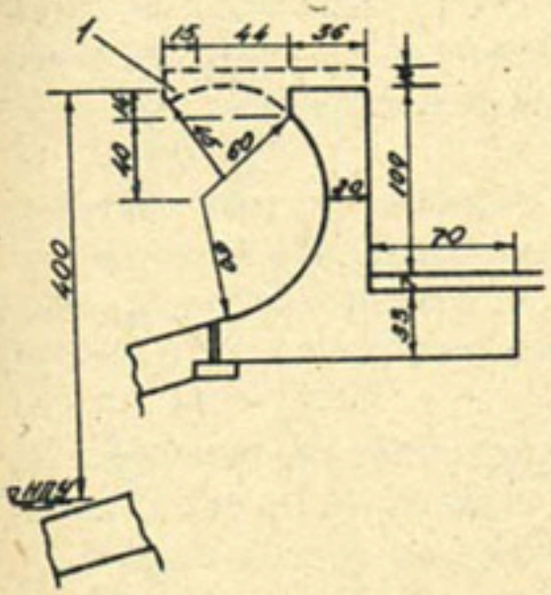


Рис. 7.6. Профиль парапета Талимарджанского водохранилища:
I - предложенная реконструкция

8. РАСЧЕТ КРЕПЛЕНИЯ ОТКОСОВ ПЛОТИН ИЗ МЕЛКОЗЕРНИСТЫХ ПЕСКОВ

Крепления верховых откосов плотин, сложенных из мелкозернистых песков, требуют особого внимания для обеспечения надежности сооружения в целом. Это обусловлено тем, что мелкозернистый песок легко размывается и длительное воздействие ударов волн на участок откоса с поврежденным креплением может вызвать значительные разрушения тела плотины.

В течение ряда лет лабораторией эксплуатации водохранилищ САНИИРИ проводились натурные и лабораторные испытания креплений верховых откосов железобетонными плитами. В процессе этой работы совместно с отделом водохранилищ Средазгипроводхлопка была разработана конструкция крепления, надежно защищающая верховые откосы плотин и дамб высотой < 30 м, сложенных из мелкозернистых песков, от разрушительного воздействия на них штормовых волн с расчетными высотами $h_{1\%}$ от I,0 до 2,5 м.

Крепление предназначено для защиты верховых откосов плотин ирригационных водохранилищ и рассчитано на ежегодные колебания уровня воды от максимального наполнения до полной сработки (∇НПУ - ∇ГМО), но с ограниченной скоростью снижения уровня ($< 0{,}4$м/сут) и осадкой плотины $< I{,}0$ м.

На откос тела плотины (имеющей преимущественное заложение 3,5 - 4,5) укладываются последовательно гравийно-песчаная подготовка сплошным слоем (4), монолитное секционное железобетонное покрытие (6) с глухими швами между секциями (5) и внутрисекционных (9). В верхней части крепления на гребне плотины устраивается парапет - волноотражатель (7), в нижней части - сооружается дренажная траншея с обратным фильтром (3) и каменной наброской (4) и распорными стенками (I0) для отвода фильтрационной воды из тела плотины при сработке водохранилища. На рис. 8.I приведена и графическая схема затухающих колебаний частиц грунта при ударе волны (8), а также размеры волноотражателя и дренажной траншеи.

Расчет на прочность и устойчивость парапета-волноотражателя (толщина стенок и их армирование) ведется по нагрузкам, определяемым в п.п. 3.3 и 3.5 СНиП 2.06.04-82 / I45 /.

Гранулометрический состав обратного фильтра и толщина слоя каменной наброски дренажной траншеи подбираются из расчета недопустимости фильтрационного выпора грунта подготовки (расчеты по

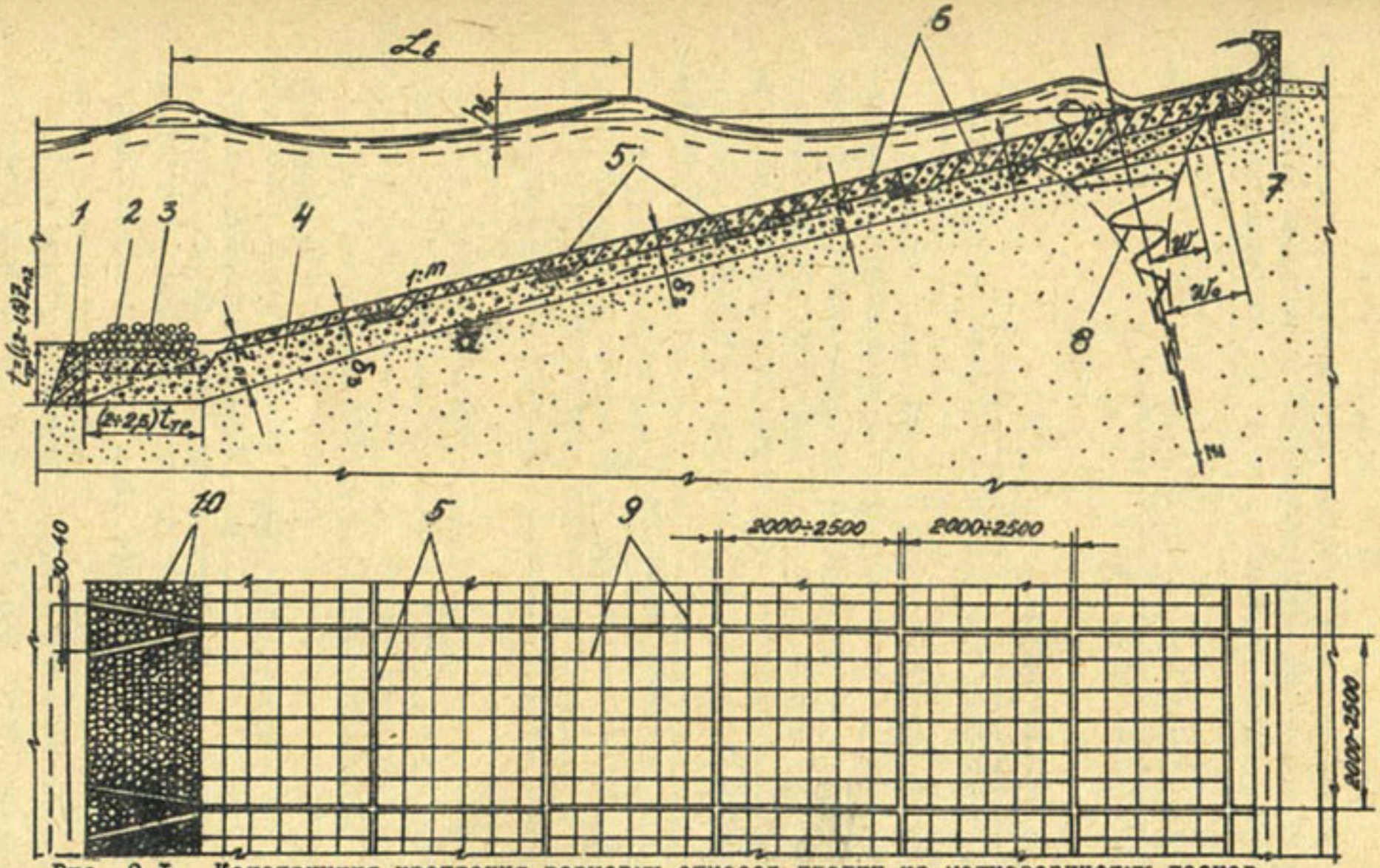


Рис. 8.I. Конструкция крепления верховых откосов плотин из мелкозернистых песков железобетонными плитами:

I - опорная стенка; 2 - каменная наброска; 3 - обратный фильтр дренажной траншеи; 4 - подготовка; 5 - межсекционные глухие швы; 6 - железобетонные плиты; 7 - волноотражатель; 8 - графическая схема затухающих колебаний частиц грунта при ударе волны; 9 - внутрисекционные строительные швы; I0 - промежуточные распорные стенки

проверке фильтрационной прочности грунта рекомендуется проводить по / I09 /.

Толщина железобетонного покрытия определяется из расчета его устойчивости на откосе или сопротивляемости всплытию по зависимостям (из двух полученных значений $\delta_{п1}$ и $\delta_{п2}$ выбирается наибольшее):

$$\delta_{п1} = \frac{h_{1\%}^2 \xi \psi \gamma [3B_1(1-k) - h_{1\%} \psi (1{,}5-k)^2]}{3[B^2 \gamma_п - (B^2 - B_1^2)\gamma] \cos\alpha}, \qquad (8.1)$$

$$\delta_{п2} = \frac{h_{1\%}^2 \xi \psi \gamma [3B_2(1+k) - h_{1\%} (1{,}5+k)^2]}{3(B^2 \gamma_п - B_2^2 \gamma) \cos\alpha}, \qquad (8.2)$$

где $h_{1\%}$ – высота расчетной волны I %-ной обеспеченности;

ξ, ψ, k – параметры, значения которых в зависимости от заложения откоса m, высоты волны $h_{1\%}$ и длины волны λ приведены в табл. 8.I – 8.3; B_1 и B_2 – расстояния от уреза воды на откосе при статическом ее уровне соответственно до верхней и нижней границ секции крепления; $B = B_1 + B_2$

Таблица 8.I

Значения параметра ξ

m	Значения ξ при $\lambda/h_{1\%}$		
	7	I0	I5
2,0	0,4	0,5	0,8
2,5 – 3,0	0,3	0,5	0,7
3,5	0,3	0,4	0,6
4,5	0,2	0,3	0,5
5,0	0,2	0,3	0,4

Таблица 8.2

Значения параметра ψ

m	Значения параметра ψ при $\lambda/h_{1\%}$		
	7	I0	I5
2 – 2,5	I,2	I,75	2,65
3 – 3,5	I,6	2,2	3,3
4 – 5,0	I,9	2,8	4,2

Таблица 8.3

Значения параметра k

m	Значения k при ξ			
	0,2	0,4	0,6	0,8
2,0	I,2	I,2	0,8	0,4
2,5 - 3,0	I,I	I,0	0,6	0,2
3,5	0,9	0,8	0,4	-
4,5	0,7	0,5	0,I	-
5,0	0,5	0,2	-	-

Армирование железобетонных секций производится из расчета их на прочность, как плит на упругом основании. Максимальный изгибающий момент, действующий на плиту, находится от нагрузки, определяемой по п. I.I5 СНиП 2.06.04-82 / I45 /.

При сработке водохранилища и понижении уровня воды в нем уменьшается зеркало водохранилища, длина разгона волн и, соответственно, расчетная высота волны $h_{1\%}$. Поэтому для нижележащих уровней воды разрешается уменьшать толщину железобетонного покрытия в полном соответствии с расчетными зависимостями (8.I) и (8.2). Изменение толщины покрытия должно носить ступенчатый характер на границе раздела выше- и нижележащих секций. В пределах секции толщина покрытия должна оставаться постоянной.

Расчетная высота волны определяется согласно СНиП 2.06.04-82 / I45 /.

Межсекционные швы железобетонного покрытия требуется делать глухими с целью предотвращения вымыва частиц грунта подготовки. Ширина горизонтальных швов по верху плиты должна быть не менее 5 см, так как при осадке плотины общая длина крепления (по откосу) уменьшается за счет уменьшения толщины эластичной битумной мастики, залитой в шов (чтобы не произошло выпора плит) (рис.8.2).

Толщина гравийно-песчаной подготовки зависит от соотношения $K_п/K_{тл}$ коэффициентов фильтрации подготовки и грунта тела плотины, скорости снижения уровня воды в водохранилище при сработке и динамических характеристик грунта тела плотины на контакте с подготовкой.

В первом случае толщина подготовки определяется фильтрационным расчетом, во втором - динамическим. Окончательная толщина

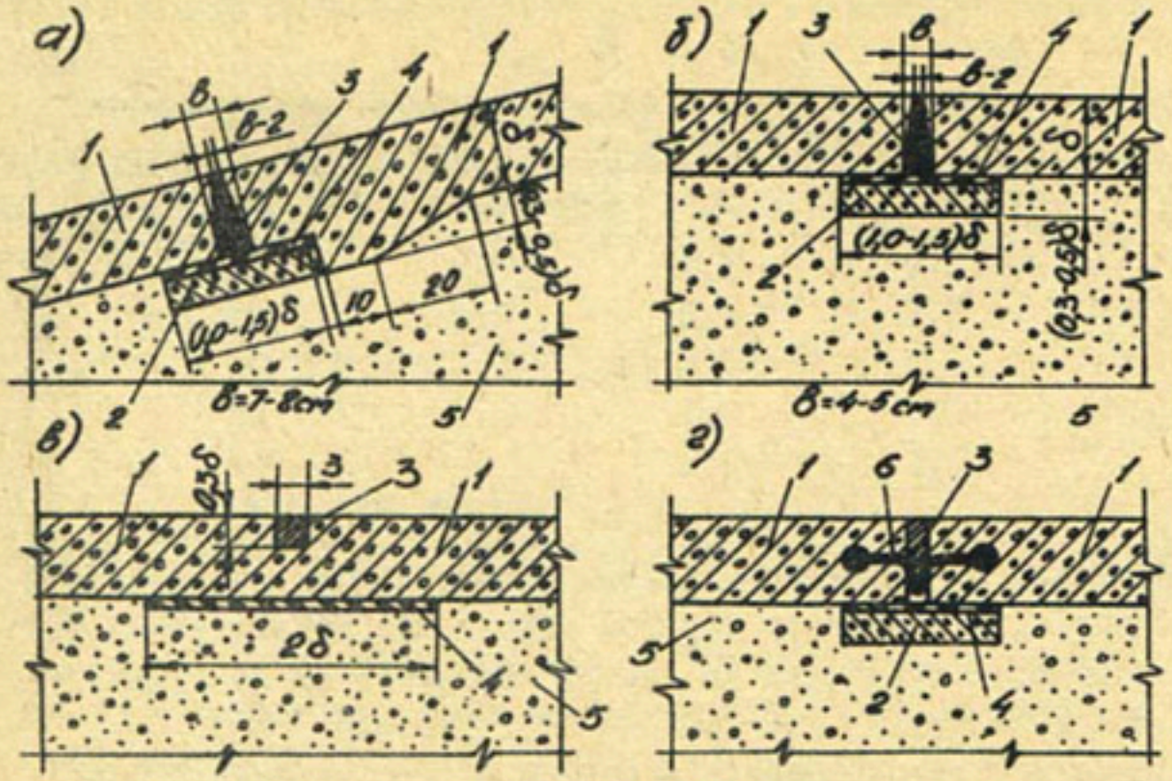


Рис. 8.2. Конструкция глухих швов:

а – межсекционный горизонтальный шов; б – межсекционный наклонный шов; в – строительный внутрисекционный шов; г – шов с профилированной резиной; I – железобетонные плиты; 2 – железобетонная доска; 3 – битумная мастика; 4 – бронсизол или подобный долговечный материал; 5 – подготовка; 6 – профилированная резина

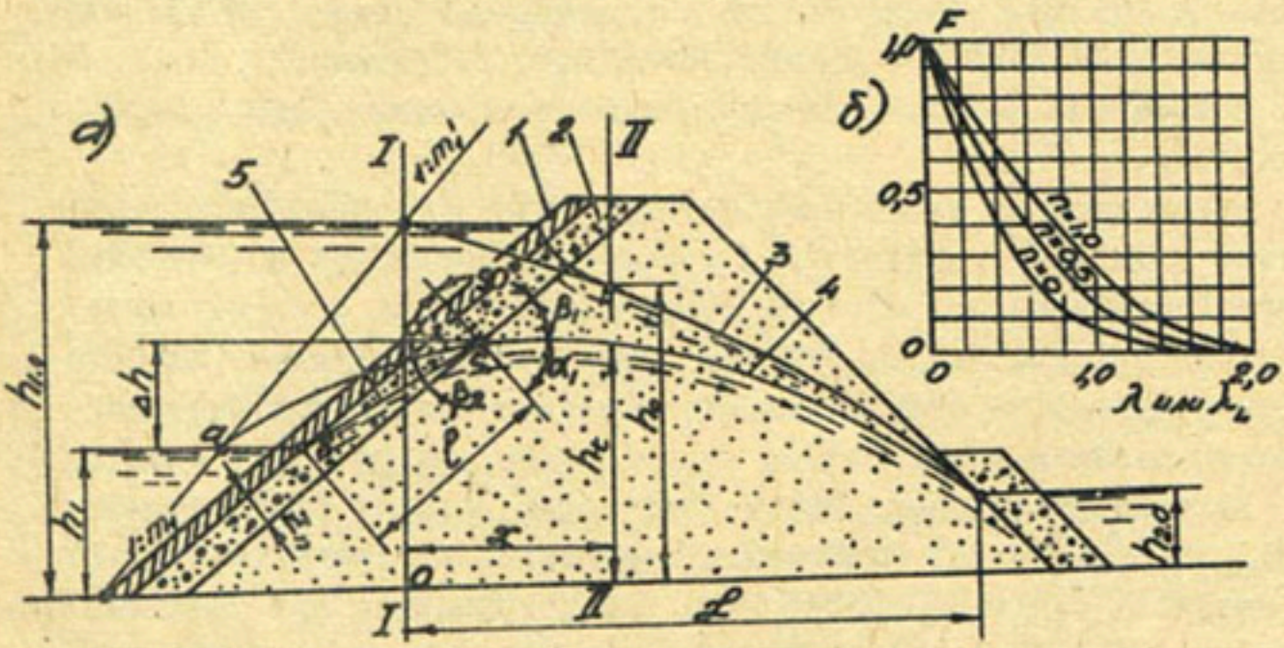


Рис. 8.3. К расчету толщины подготовки:

а – схема положения депрессионных кривых в теле плотины и подготовка при снижении уровня воды верхнего бьефа; б – график для определения $F(\lambda, n)$ и $F(\lambda_i, n)$; I – железобетонные плиты; 2 – подготовка; 3 – положение депрессионной кривой в момент $t = 0$; 4 – то же по прошествии t; 5 – то же в подготовке

принимается как наибольшее из двух полученных значений (но не менее 25 см).

При сработке водохранилища может наступить такой момент, когда избыточное фильтрационное давление на нижние грани железобетонного покрытия превысит их собственную массу. В этом случае возникает угроза выпора железобетонного покрытия и разрушения крепления на значительном протяжении.

Назначение подготовки в данном случае заключается в том, чтобы полностью погасить избыточный фильтрационный напор в пределах своей толщины. Добиться этого можно при условии, что коэффициент фильтрации подготовки будет значительно выше коэффициента фильтрации грунта тела плотины / II9 /:

$$K_п / K_{тп} \geq 8 , \qquad (8.3)$$

где $K_п$ и $K_{тп}$ – коэффициенты фильтрации соответственно подготовки и грунта тела плотины.

Расчет проводится в следующей последовательности.

Положение депрессионной поверхности (рис. 8.3) устанавливают в два этапа.

В начальный момент t = 0 (заполненное водохранилище)

$$h_0 = \sqrt{h_1^2 - (h_{1.0}^2 - h_{2.0}) \frac{x}{\mathcal{L}}} , \qquad (8.4)$$

где h_0 – ордината кривой депрессии в момент t = 0, $h_{1.0}$ – напор воды в водохранилище; $h_{2.0}$ – напор нижнего бьефа;

x – текущая абсцисса от сечения I–I до вертикали, в которой определяется положение точки кривой депрессии h_0 ,

$\mathcal{L}$ – расстояние от сечения I–I до точки пересечения линии низового откоса с линией уровня воды нижнего бьефа.

По прошествии t после начала понижения уровня воды в водохранилище

$$h_t = \sqrt{h_0^2 - \upsilon t \left[h_{1.0} + h_1 + \frac{m_1' (h_{1.0}^2 - h_{2.0}^2)}{\mathcal{L}}\right] \left[F(\lambda, n) - \frac{x + m_1' \upsilon t}{\mathcal{L} + m_1' \upsilon t} F(\lambda_2, n)\right]} , \qquad (8.5)$$

где h_t – текущая ордината кривой депрессии по прошествии времени t , $h_1 = h_{1.0} - \upsilon t$; (8.6)

υ – средняя скорость снижения уровня воды в нижнем бьефе;

m_1 – заложение верхового откоса;

$$m_1' = \frac{m_1^2}{m_1 + 0{,}5} \quad \text{(расчетное заложение откоса)}, \qquad (8.7)$$

$$n = \frac{m_1' \nu t}{2\sqrt{\alpha t}}, \qquad (8.8)$$

$$\lambda = n + \frac{x}{2\sqrt{\alpha t}}, \qquad (8.9)$$

$$\lambda_L = n + \frac{\mathcal{L}}{2\sqrt{\alpha t}}, \qquad (8.10)$$

$$\alpha = K_{т.п}\,(h_{1.0} - h_1)/2\mu, \qquad (8.11)$$

μ – коэффициент водоотдачи.

Значения $F(\lambda, n)$ и $F(\lambda_L, n)$ определяются из графика „δ" на рис. 8.3. Значения $x > 0$, если сечение П–П лежит правее сечения I–I, в противном случае $x < 0$.

По верхним точкам выклинивания фильтрационного потока (C на рис. 8.3) в верхний бьеф, полученным на кривых депрессии в различные моменты времени (по 8.5), и уровням воды верхнего бьефа определяют избыточные напоры Δh_i для различных уровней воды верхнего бьефа и моментов времени.

Толщина подготовки для различных избыточных напоров Δh определяется формулой / II9 /:

$$Z_{п.i}^{ф} = \frac{K_{т.п}}{K_п} \frac{\Delta h_i}{m \sin(\beta_1 - \beta_2)}, \qquad (8.12)$$

где $Z_{п.i}^{ф}$ – толщина подготовки, определяемая фильтрационным расчетом (для Δh_i); Δh_i – избыточный фильтрационный напор; m – отложение верхового откоса;

$$\beta_1 = arc\,ctg\ m_1; \quad \beta_2 = arc\,ctg \frac{K_п}{K_{т.п}} m_1.$$

Поскольку избыточный напор Δh при постоянном расходе сработки является величиной переменной и увеличивается по мере уменьшения воды в водохранилище, толщина подготовки в полном соответствии с (8.I2) должна увеличиваться в направлении падения откоса. При этом в любом случае минимальная толщина подготовки должна быть не менее 25 см. На рис. 8.I показано, какой должна быть толщина подготовки, исходя из перечисленных требований. Выше точки a толщина подготовки равна 25 см, ниже она увеличивается в

соответствии с расчетом по (8.12). Пунктиром на рис. 8.1 показана уменьшающаяся кверху толщина подготовки, вычисленная по (8.12).

Известно, что мелкозернистый песок тела плотины способен при динамических воздействиях определенной интенсивности терять на какое-то время несущую способность и переходить в разжиженное состояние.

Одним из видов динамической нагрузки на крепление, наиболее часто повторяющееся во времени, является удар волны о железобетонное покрытие. Он является источником упругих волн перемещений в теле плотины, вызывающих ускорения частиц грунта и при определенной их интенсивности (выше критического ускорения) причиной частичного или полного разжижения грунта тела плотины.

В толще грунта с увеличением расстояния от источника возмущения интенсивность упругих волн перемещения затухает. Ударную волну в пределах подготовки и 1-2 м тела плотины можно считать плоской.

Для плоской волны и вызванных ею ускорений зависимость затухания выглядит так:

$$w = w_0 e^{-\beta z}, \qquad (8.13)$$

где w - искомое ускорение в какой-либо точке толщи грунта, w_0 - ускорение железобетонной плиты, z - расстояние толщи грунта, β - коэффициент поглощения упругих волн грунтовой массы.

Известно также / 47, 54, 76, 92, 119 /, что критические ускорения для несвязных грунтов $w_{кр}$ (в частности мелкозернистых песков) зависят от их плотности γ и воздействующего на них нормального напряжения q. При этом существует зависимость / 129 /:

$$w_{кр.q} = w_{кр.0} + Kq, \qquad (8.14)$$

где $w_{кр.q}$ и $w_{кр.0}$ - соответственно критические ускорения для песка, несущего нагрузку q и без нее, K - некоторый коэффициент пропорциональности, устанавливаемый каждый раз опытом.

С увеличением плотности песка увеличивается и критическое ускорение его в этом состоянии.

Опыты показали / 47 /, что характер процесса разжижения не зависит от гранулометрического состава песков, но с увеличением крупности значительно уменьшается время пребывания его в разжиженном состоянии. Пребывание в разжиженном состоянии гравелистых

грунтов длится не более долей секунды. Кроме этого, значительно большая плотность гравелистых песков в естественных условиях требует и гораздо большего ускорения (по сравнению с мелкозернистым песком) для перевода гравелитов в разжиженное состояние. Поэтому грунт гравийно-песчаной подготовки является хорошим гасителем динамических нагрузок, вызванных ударами волн о железобетонное покрытие.

Толщина подготовки как виброгасителя определяется из (8.I3)

$$Z_п^д = \frac{1}{\beta} \ell n \frac{w_o}{w_{кр.}} , \qquad (8.I5)$$

где $Z_п^д$ - толщина подготовки, как гасителя динамической нагрузки, $w_{кр.}$ - критическое ускорение мелкозернистого песка тела плотины на контакте с подготовкой.

Значения β , w_o и $w_{кр.}$ определяются опытным путем. Окончательная толщина подготовки устанавливается как наибольшее из значений, определяемых по (8.I2) и (8.I5). В любом случае она должна быть не менее 25 см.

Расчет подготовки как обратного фильтра и ее фильтрационной устойчивости (суффозия, контактный размыв, выпор и др.) рекомендуется проводить по / I09 /.

Основные элементы описанной конструкции крепления нашли применение при строительстве плотины Талимарджанского водохранилища.

При строительстве водохранилищ иногда чашу водоема необходимо оградить от больших мелководий, отсечь от различных понижений, неиспользуемых для водохранилищ. Это выполняется с помощью дамб, которые, как правило, строятся из местного строительного материала с неукрепленным верховым откосом. Для таких неукрепленных земляных откосов рекомендуются следующие профили (рис. 8.4):

А - представляет собой пологий откос прямолинейного профиля.

Б - волноустойчивый пологий откос ломанного профиля.

В - уположенный откос с горизонтальной бермой.

Г - размываемый уположенный откос с допустимыми объемами размыва.

Сооружение дамбы с профилем А отличается простотой, но требует укладки наибольшего количества грунта по сравнению с другими профилями, поэтому такой профиль следует применять для дамб не выше 2 м.

Такой же простотой в сочетании с наибольшей экономичностью отличается дамба с профилем Г, однако такой профиль применим лишь

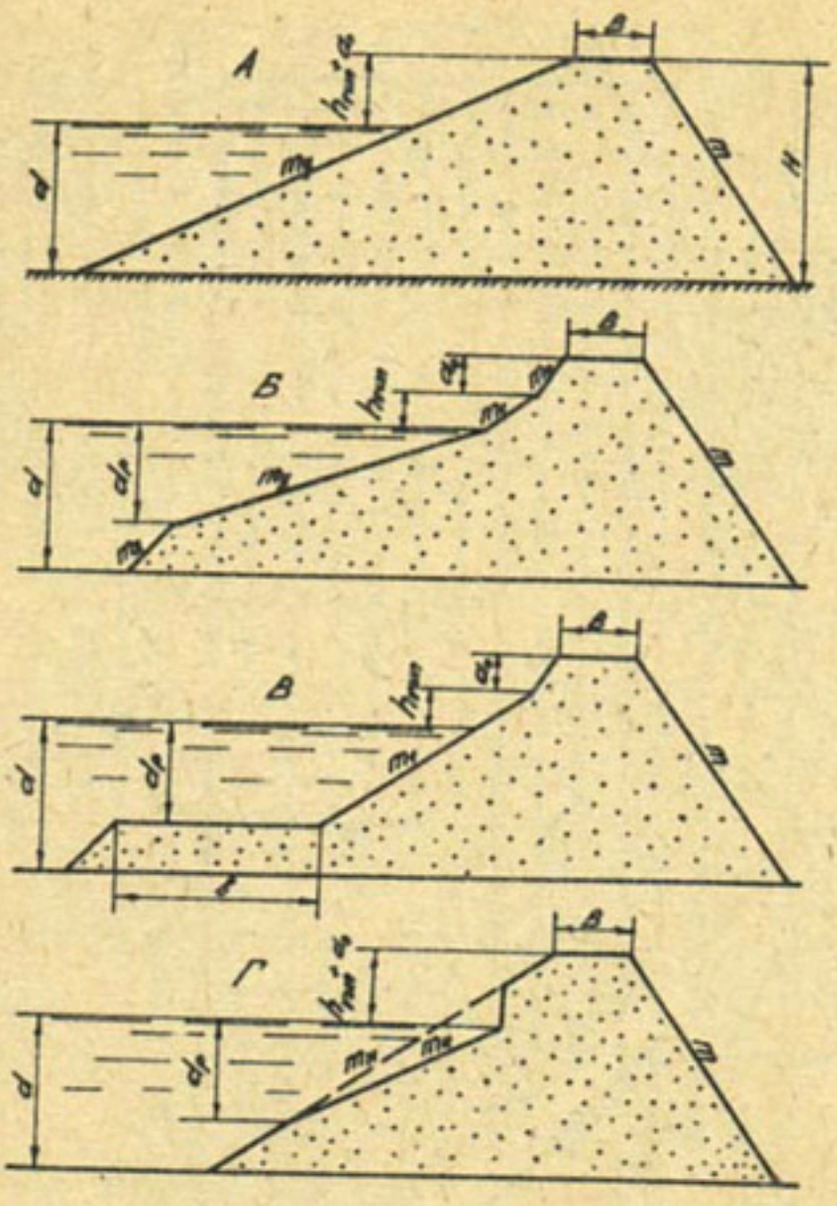


Рис. 8.4. Виды профилей неукрепленных земляных откосов

при условии, если можно допустить запланированный размыв дамбы с последующим периодическим восстановлением его. Сооружение дамбы с профилем Б и В сложнее, а применение их допустимо лишь в случае постоянного уровня воды в водохранилище.

При расчете пологого откоса прямолинейного профиля А и ломанного профиля Б коэффициент устойчивого откоса m_y определяется по формулам (6.30) и m_1 по графикам (рис.6.I3). Уположенный откос с горизонтальной бермой В может применяться при условии $d_p \leq 1{,}5\, h_{1\%}$, где d_p определено по графикам (рис.6.I4). Длина горизонтальной бермы $l_б = 15\, h_{1\%}$.

Размываемый уположенный откос можно рассчитать по величине

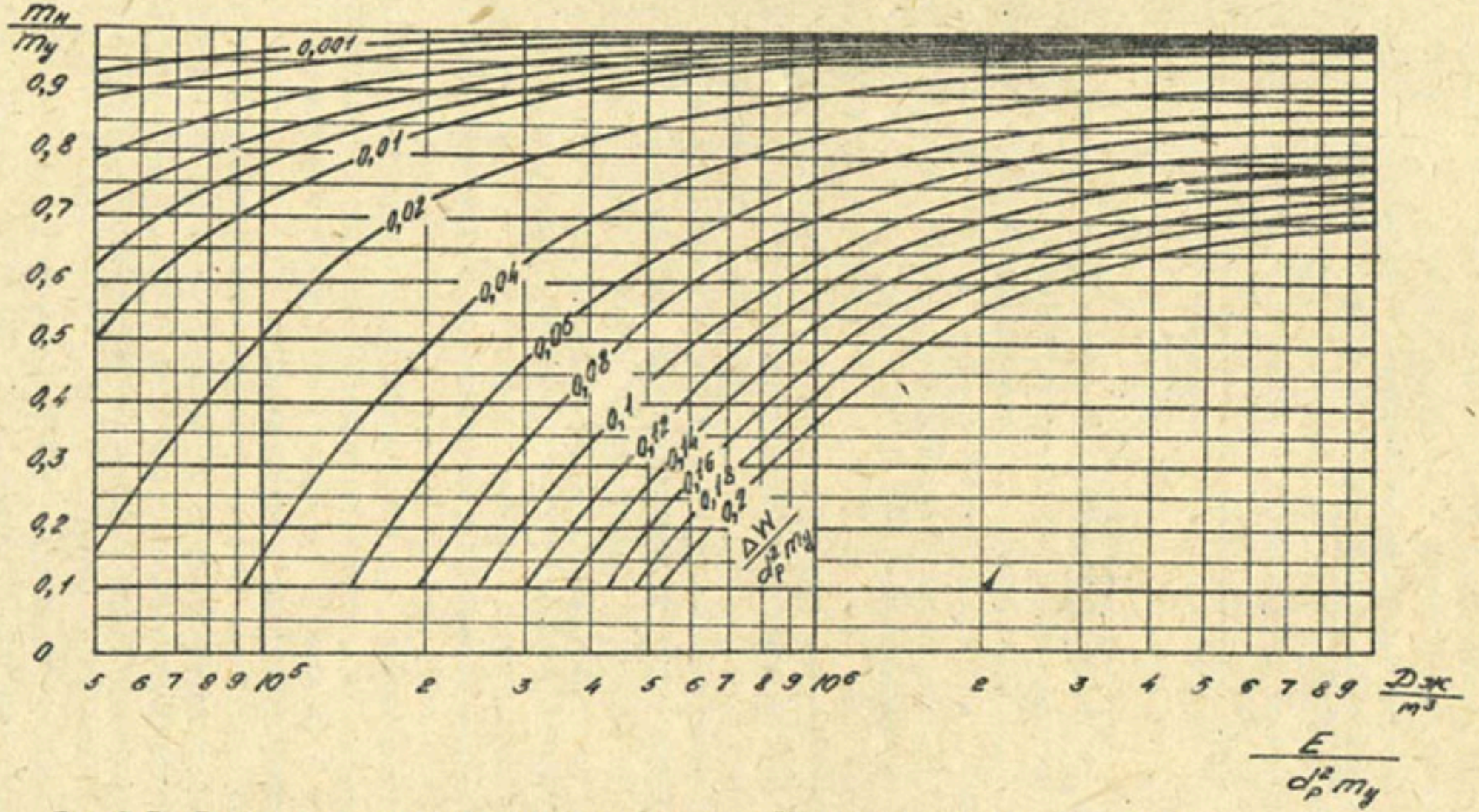


Рис.8.5. График для определения начального коэффициента откоса по величине суммарной энергии волн и заданному объему размыва откоса для несвязного грунта

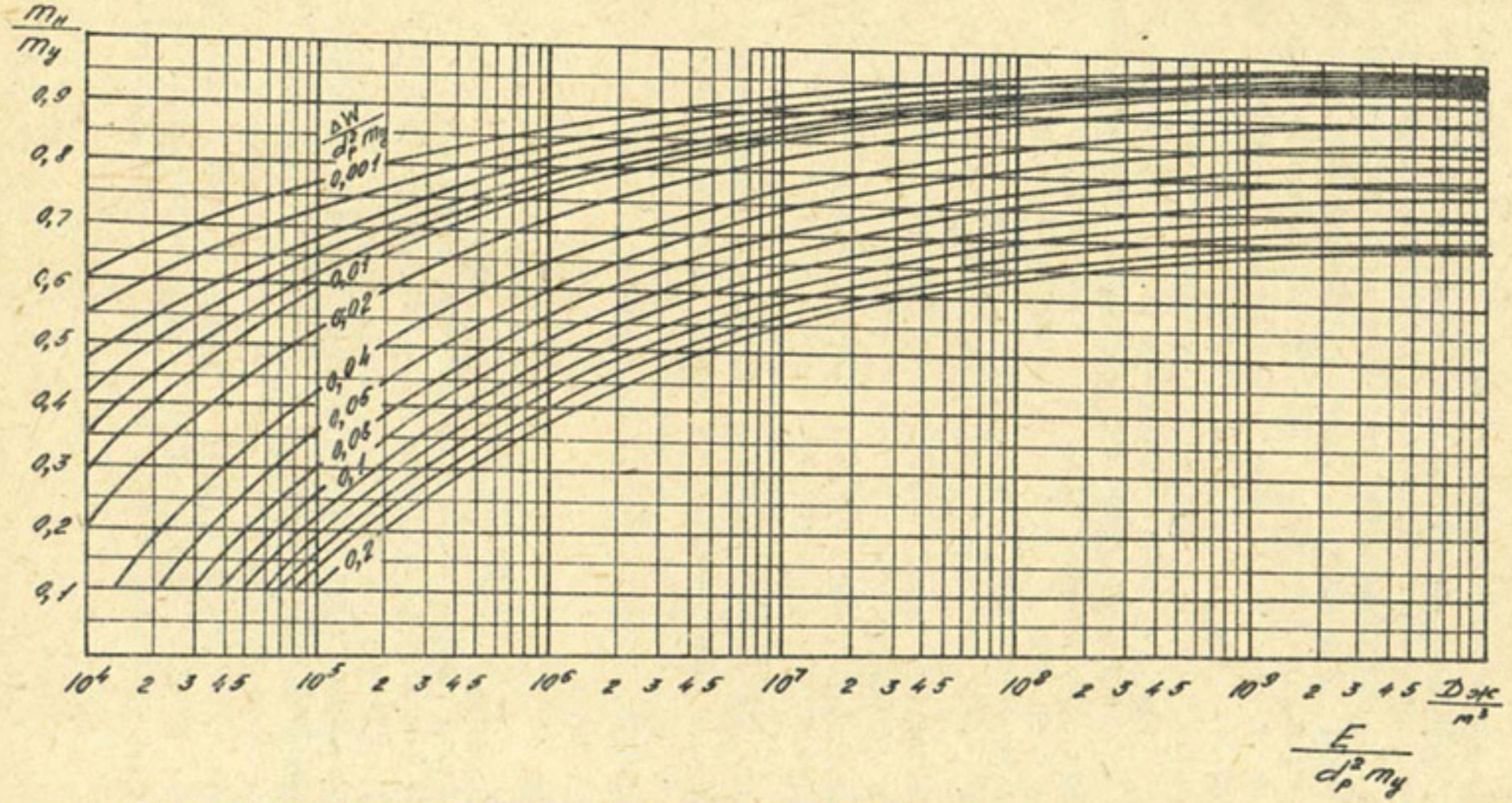


Рис.8.6. График для определения начального коэффициента откоса по величине суммарной энергии волн и заданному объему размыва откоса для связного грунта

допускаемого объема размыва ΔW, который в течение одного года не должен превышать установленной величины амортизации дамбы I,4 % и составлять не более I-I,5 $м^3$ на I м длины дамбы, принимаемых из опыта эксплуатации. Начальный коэффициент откоса $m_н$ в зависимости от допускаемого объема размыва ΔW и суммарной энергии волн E определяется для несвязных грунтов с помощью графиков (рис.8.5) и для связных грунтов (рис.8.6). Суммарная энергия волн определяется по формуле (6.26) или по графикам (рис.6.8 и 6.9).

В качестве примера рассчитали начальный коэффициент откоса дамбы при условии, что объем размыва его за один год будет равен I,5 $м^3/м$. Для этой дамбы ранее был определен коэффициент экономичного откоса (см. стр.I06-I08).

При глубине воды d =I,5 м суммарная годовая энергия, притекающая на берег с волнами, равна $E = 3{,}6 \cdot 10^7 \cos 3{,}5^0 + 1{,}2 \cdot 10^8 \cos 26^0 + 5 \cdot 10^6 \cos 48{,}5^0 = 1{,}47 \cdot 10^8$ Дж/м.

По графику (рис.6.I4) $d_р$ =I,08 м, для $\bar{h}$ =0,25 м, $\bar{\lambda}$ =5,0 м и $v_{н.д}$ =0,29 м/с.

В соответствии с рис. 6.I3 m_y =I9,5 (суглинок с $d_{ср}$ =0,I мм) и, следовательно, $m_y = 2(19{,}5-2{,}5)=34$.

Так как $\dfrac{E}{d_р^2 m_y} = \dfrac{1{,}47 \cdot 10^8}{1{,}08^2 \cdot 34} = 3{,}7 \cdot 10^6$ Дж/$м^3$ и

$\dfrac{\Delta W}{d_р^2 m_y} = \dfrac{1{,}5}{1{,}08^2 \cdot 34} = 0{,}04$, то согласно рис. 8,6

$m_н = 0{,}72 \cdot 34 = 24{,}5$.

Сооружение дамбы с таким коэффициентом откоса требует увеличенного объема работ по сравнению с дамбой, имеющей начальный коэффициент экономичного откоса.

Следовательно, если объем допускаемого размыва ограничен по величине, следует проектировать дамбы с коэффициентом экономичного откоса.

9. СИФОННЫЕ ВОДОСБРОСНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Сифонный водосброс является наиболее надежной и удобной конструкцией, обеспечивающей автоматизацию сброса лишней воды из верхнего в нижний бьеф.

Сифоны находят очень широкое применение в народном хозяйстве - при орошении земель, на энергетических гидроузлах, в водоснабжении, коммунальном хозяйстве, различных отраслях промышленности и др.

В СССР сифонные трубы делают круглого, квадратного и прямоугольного сечений, постоянной и переменной формы по длине, разных размеров (от 0,0001 до 10,0 $м^2$ и более), с обратным, вертикальным и прямым наклоном ствола, со сбросом жидкости под уровень и в атмосферу с напором от 0,02 до 50,0 м и расходом от 0,0001 до 100,0 $м^3/с$ в одной трубе.

Сифон (рис. 9.1) как составной элемент узла гидротехнических сооружений привлекает к себе внимание

большой надежностью действия, благодаря отсутствию подвижных частей, точному и устойчивому включению и выключению на определенных отметках уровня воды верхнего бьефа;

автоматичностью регулирования отметок при разных режимах работы гидроузлов и ГЭС и сброса лишних расходов воды;

большим диапазоном устойчивых сбросных расходов (например, Аккавакский сифонный водосброс устойчиво сбрасывает 94 % расхода);

большим диапазоном изменения расходов на 1 м ширины трубы (до q = 50 $м^3/с$ и более) и одной трубы (до Q = 100 $м^3/с$ и более);

малой высотой подъема уровня воды верхнего бьефа (5-20 см), необходимой для включения сифона на Q_{max};

плавным включением и выключением; отсутствием опасной величины вибрации; большим диапазоном напора (от 0,2 до 50 м и более);

возможностью легко приспосабливать его к разным условиям сооружения, режимам эксплуатации и строить из различных строительных материалов - бетона, железобетона, металла, пластмассы;

стандартизацией конструкций и возможностью изготавливать металлические части к сифону не только на заводах, но и в мастерских строительства благодаря сравнительной несложности конструкций.

Рассмотренные сифонные водосбросы (рис. 9.2) рекомендуется применять при средних ($2 < Z < 10$ м) и высоких ($Z \geqslant 10$ м) напорах.

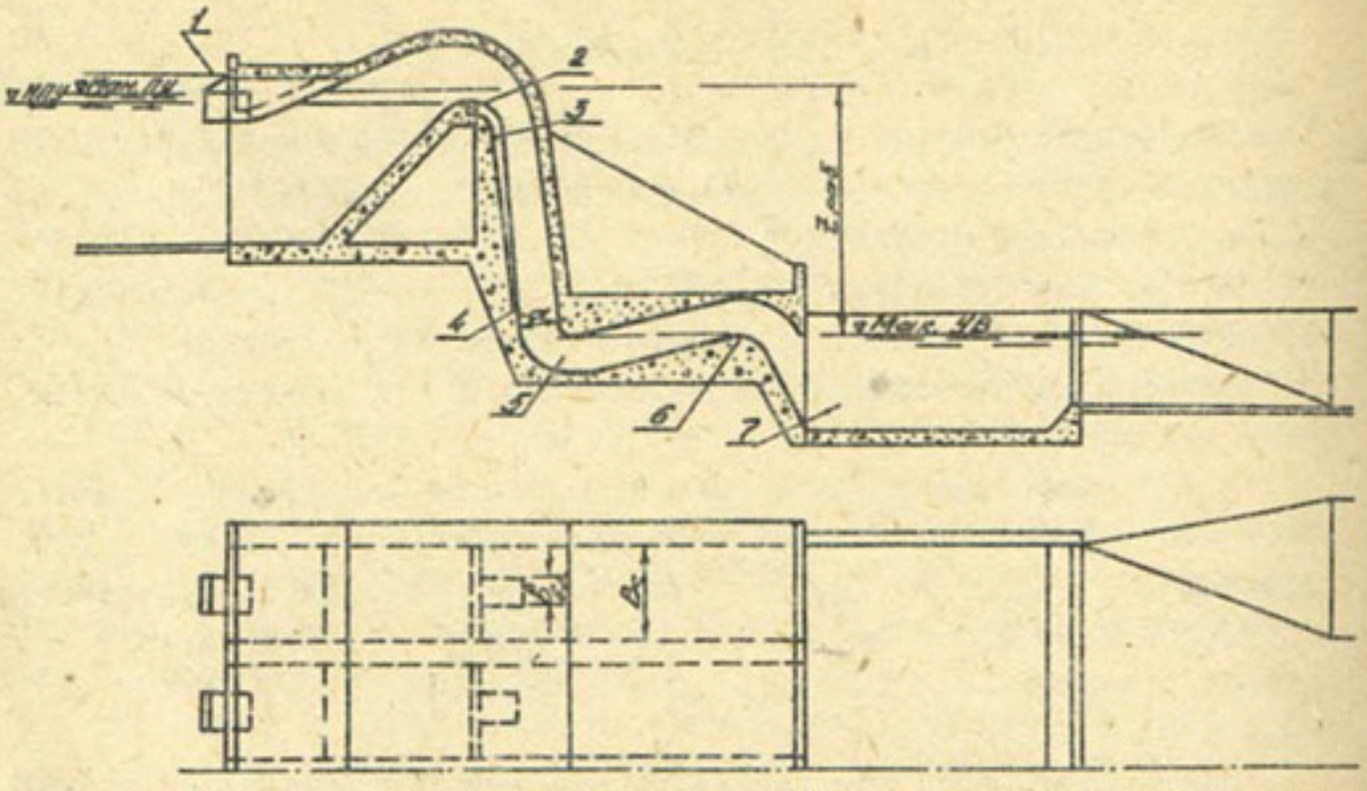


Рис. 9.I. План и продольный разрез сифонного автомата уровня воды в ВБ (для $\nabla < I0$ м): I - регулятор расхода; 2 - водозаборный лоток; 3 - водосливный лоток; 4 - откидной носок; 5 - зарядный колодец; 6 - порог зарядного колодца; 7 - водобойный колодец

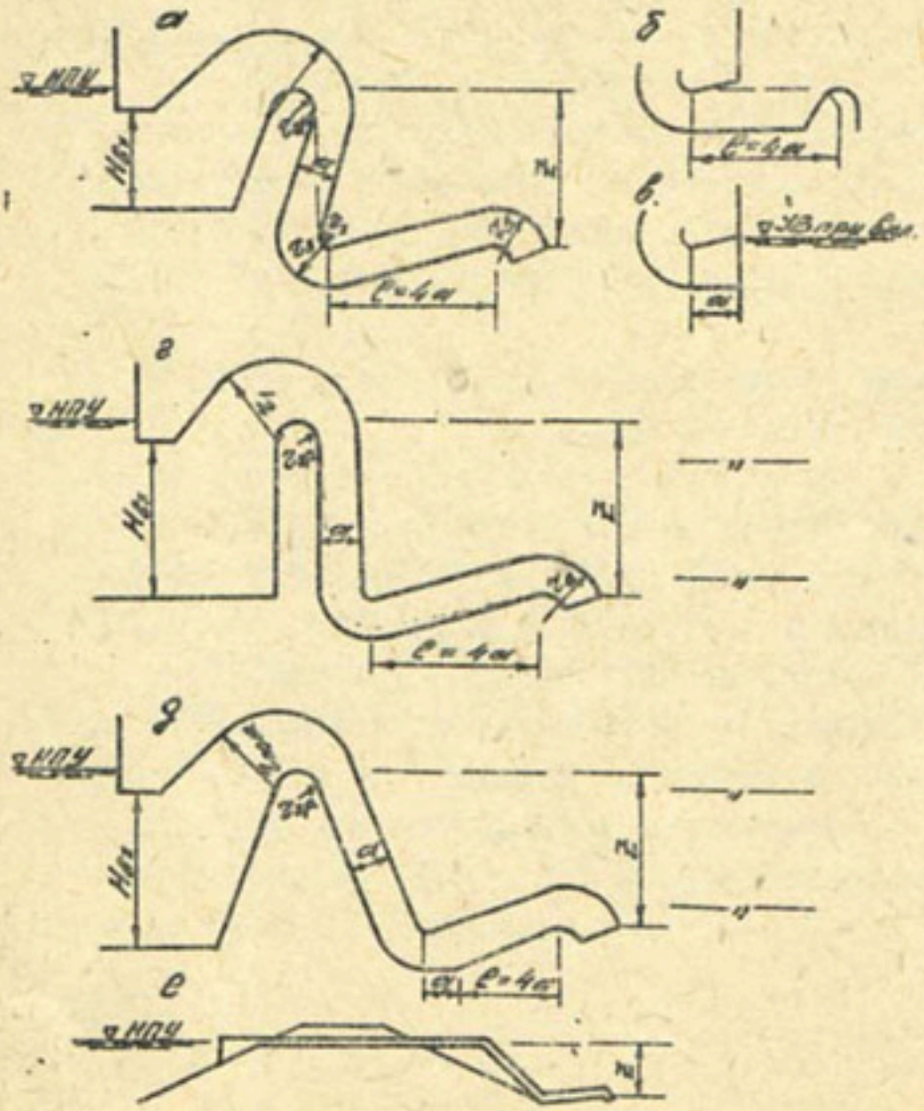


Рис. 9.2. Схема сифонных водосбросов:
а - с обратным наклоном отвала и закрытым зарядным колодцем;
б - с открытым зарядным колодцем;
в - без зарядного колодца - под уровень воды;
г - с вертикальным стволом;
д - с прямым наклоном ствола;
е - с удлиненным гребнем

Благодаря разработанному в САНИИРИ ускорителю включения сифона / 66 / стало возможным сифонные водосбросы строить на относительно большие расходы (q = 0,1 - 4,0 м^3/с) при малых напорах (Z = 0,2 - 2,0 м) и даже в качестве перегораживающих сооружений.

В проектировании и строительстве сифонных водосбросов в Средней Азии участвовали САОгидэп, Средазгипроводхлопок, Узгипроводхоз, Совзгипрорис, Чирчикстрой, Главсредазирсовхозстрой, Узминводстрой и др. Испытаниями этого автомата занимались и занимаются очень многие / 12, 13, 15, 21, 22, 26, 27, 34-38, 42, 48-50, 60-67, 81, 94, 125-127, 147, 149, 152, 154-156 и т.д. /.

Гидравлические процессы. В сифонных водосбросах происходят следующие гидравлические процессы. При постепенном подъеме уровня воды верхнего бьефа (ВБ) выше гребня сифона вода будет сначала переливаться через его гребень, не удаляя воздух из сифона. В этом случае сбрасываемый расход определится по формуле открытого водослива практического профиля - $Q = \mu B H^{3/2}$ где H - высота напора над гребнем. Затем, при достижении некоторой высоты переливающегося слоя воды через гребень, начнет удаляться воздух из сифона, создаваться вакуум, и водосброс будет работать как сифон, но с переменным расходом - от величины простого водосливе до минимально устойчивого расхода сифона, так как вначале интенсивность удаления воздуха будет меньше поступления. Наконец, когда уровень воды поднимется до отметки, при которой интенсивность удаления воздуха возрастет настолько, что сравняется с интенсивностью поступления его через воздухоприемное отверстие регулятора расхода, сифон станет сбрасывать минимально устойчивый расход. При последующем повышении уровня верхнего бьефа интенсивность удаления воздуха превысит поступление воздуха через уменьшающееся отверстие воздухоприемника, и благодаря этому сифон будет сбрасывать все расходы устойчиво (от $Q_{мин.уст.}$ до $Q_{мак.}$), быстро изменяя сбрасываемый расход в соответствии с величиной лишнего расхода в верхнем бьефе.

Если сифон будет сбрасывать воды меньше лишнего расхода в верхнем бьефе, то отметка уровня воды в верхнем бьефе будет расти до тех пор, пока отверстие воздухоприемника не уменьшится настолько, что поступление воздуха упадет и расход воды через сифон станет равным лишнему расходу воды в верхнем бьефе.

Размеры и форма отдельных частей сифона существенно влияют на его гидравлическую характеристику.

Так, от входной части, обуславливающей величину и направление

подходных скоростей и изменение их при входе в сифон, зависят в основном спад уровня воды перед ним и степень воронкообразования. На воронкообразование дополнительно влияют заглубление верхней кромки входного сечения и в основном градиент изменения скорости.

От устройства верхней (головной) части в некоторой степени зависят максимальные вакуум и расход, а также величина минимального устойчивого расхода. На первые две величины влияют постепенное сужение сечения в верхнем изгибе и величина радиуса гребня, на величину минимального устойчивого расхода - еще и место подвода воздуха.

Центробежные силы на гребне сифона, при прочих равных условиях, зависят от радиуса гребня водослива. С увеличением его суммарный коэффициент сопротивления сифона сначала падает, а затем начинает расти, т.е. в некоторый момент он имеет минимальное значение (рис. 9.3), равное $r_{гр.мин} = 1{,}5\, a_{ср}$. (9.1)

При радиусе от $r_{гр} = a_{ср}$ до $r_{гр} = 2\, a_{ср}$ значение коэффициента сопротивления мало изменяется. Поэтому целесообразно радиус назначать от $r = a_{ср}$ до $r = 2\, a_{ср}$.

Наклон ствола сифона в некоторой степени влияет на интенсивность удаления воздуха из сифона протекающей струей и, следовательно, на высоту включения. В сифоне с обратным наклоном ствола в период включения сифона струя падает с откидного носка, расположенного под гребнем, вертикально вниз в "водяной замок" зарядного колодца. Воздух, увлеченный падающей струей при полете и в момент встречи с водой зарядного колодца, поднимается из образующейся водяной воронки и попадает обратно в ствол сифона и лишь при некоторой высоте $h_{н.вв}$ переливающегося через гребень слоя воды начинает выходить за нижнюю грань потолка зарядного колодца, вызывая давление в сифоне меньше атмосферного. В сифоне с вертикальным стволом и откидным носком, расположенным перед нижним поворотом, высота включения $h_{н.вв}$ значительно (~ в 1,5 раза) меньше, а в сифоне с небольшим прямым наклоном (5 -10^0) еще меньше (~ на 30^0). Однако увеличение угла наклона трубы к вертикали ведет к снижению скорости, к удлинению пути движения ее под водой и уменьшению выхода воздуха из сифона в момент включения; при углах наклона ствола к вертикали 30-40^0 необходимо увеличивать длину зарядного колодца, чтобы гидравлический прыжок не выскочил из колодца и не исчез гидравлический замок.

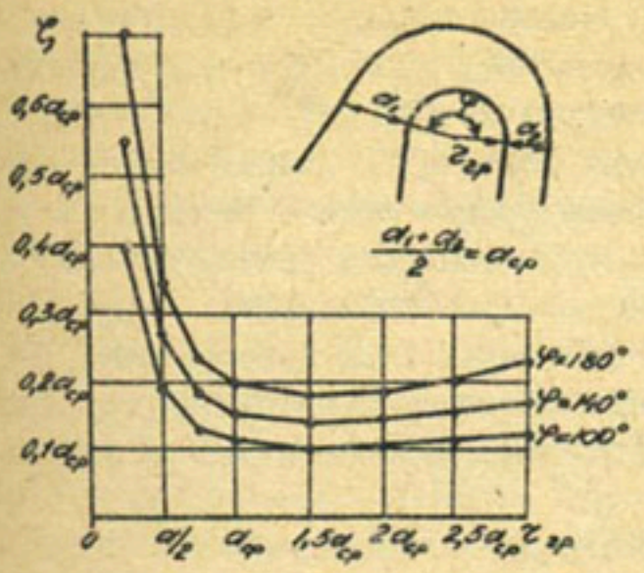


Рис. 9.3. Зависимость гидравлического сопротивления от радиуса гребня и угла поворота $\zeta = f(r_{гр}, \varphi)$

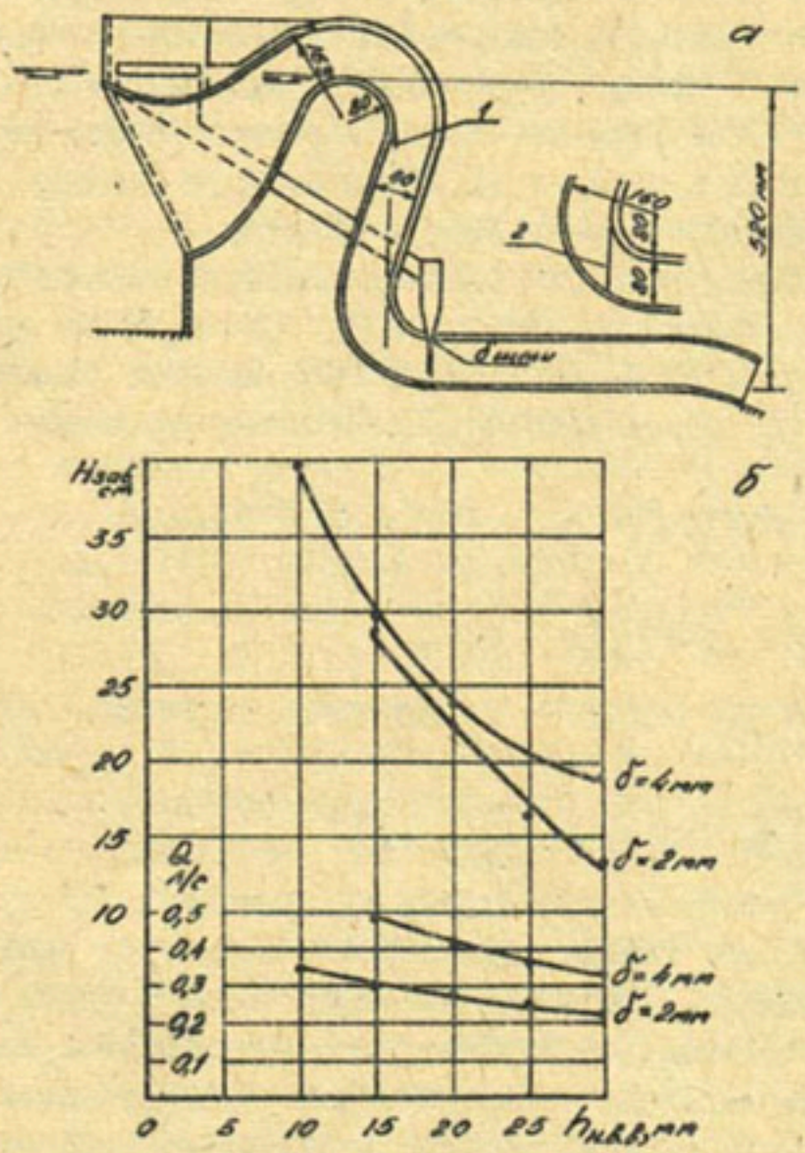


Рис. 9.4. а – модель сифона; б – зависимость высоты переливающегося через гребень слоя воды, при которой начинается выход воздуха из сифона, от напора и толщины водной завесы, полученная на модели М 1:15;
1 – откидной насос, 2 – гибкий фартук

Вообще, чем больше отношение расхода удаляемого воздуха к расходу протекающей через сифон воды ($Q_{вых.воз.} / Q_{воды}$) в начальный момент включения, тем выше интенсивность удаления воздуха из сифона и, следовательно, ниже предел устойчивой работы сифона при частичных расходах и меньше колебание уровня воды в верхнем бьефе.

На основании сказанного ясно, что небольшой прямой наклон трубы может обеспечивать постоянно выгодное направление струи и, следовательно, меньшую высоту как включения, так и колебания верхнего бьефа и более низкий предел устойчивой работы сифона при частичных расходах. Для улучшения условий включения сифона устраивают откидной носок.

Наилучшие условия включения получаются при более низком расположении откидного носка, т.е. при меньшем угле встречи падающей струи с водяной подушкой, и при пересечении вертикали, проведенной через низшую точку капора, на 5-10 см (на толщину струи включения) ниже той же точки, а именно, когда аэрированная струя совершает наименьший путь через водяную подушку до места, откуда не возвращается в разреженную область.

Рекомендуется для рассматриваемого случая откидной носок располагать выше потолка зарядного колодца на высоте, примерно равной $y = (0{,}8 - 1{,}2)\ a$. Угол наклона откидного носка к горизонту β определяется по известному уравнению траектории струи

$$y = x\,tg\beta + \frac{g}{2v^2}(1+tg^2\beta)\,x^2 , \qquad (9.2)$$

где

$$v = \varphi'\sqrt{2g(z-y)} , \qquad (9.3)$$

$\varphi' = 0{,}6 - 0{,}8$ - коэффициент скорости.

$$x = y\,ctg\alpha + \frac{a}{\sin\alpha} , \qquad (9.4)$$

α - угол наклона трубы к горизонту.

В случае выхода аэрированной струи под уровень нижнего бьефа необходимо, чтобы нижняя точка потолка трубы была заглублена под уровень воды на глубину, обеспечивающую в начальный момент включения надежное закрытие водой выходного отверстия. Дело в том, что при наличии колодца в сифоне увеличению переливающегося слоя воды на гребне соответствует повышение отметки уровня воды в колодце на ту же высоту. Поэтому прорывы воздуха в разреженную

часть трубы со стороны нижнего бьефа не происходят. При истечении под уровнем нижнего бьефа уровень воды в начальный момент включения сифона почти не увеличивается; поэтому требуется начальное заглубление нижней точки потолка трубы.

Величина заглубления зависит от минимального устойчивого расхода и величины напора; значение его необходимо определить опытным путем. Для большинства случаев будет достаточно заглубления на 15-30 см.

Необходимо заметить, что заглубление с запасом нежелательно, из-за увеличения длины пути аэрированной струи и, следовательно, ухудшения основных свойств сифона.

Для того, чтобы струя, сбегающая с откидного носка, не отклонялась книзу, из-за образования вакуума под ней (при наличии колодца в сифоне или истечения потока его под уровень воды), рекомендуется нишу, расположенную под откидным носком, соединять с разреженной верхней частью трубы путем продолжения ниши по боковым стенкам трубы.

Для устройства простейшего автоматического сброса лишней воды с широким диапазоном устойчивой работы сифона при небольшом колебании верхнего бьефа и, возможно, высоком коэффициенте расхода необходима в первую очередь большая интенсивность удаления воздуха из сифона, т.е. интенсивное его включение.

Интенсивность включения зависит от интенсивности аэрации протекающей через сифон струи воды и пути, совершаемого ею через воду до места, откуда воздух, увлеченный струей из трубы, не возвращается снова в разреженную часть трубы, а соединяется с атмосферным.

Интенсивность аэрации воды зависит от скорости движения, площади соприкасания воды с воздухом и встречи водной преграды. При встрече с водяной подушкой струя увлекает воздуха больше, чем при всем предыдущем ее движении. Это происходит благодаря образующейся в месте встречи струи с водяной преградой воронки и кольцевому вальцу вокруг нее, уменьшающемуся в диаметре в направлении движения в форме факела. Вследствие неравномерного вращающегося движения кольцевого вальца происходит частое захватывание разного объема воздуха через неравные промежутки времени.

Для удаления воздуха из сифона необходимо сначала закрыть воздуху доступ в трубу со стороны как верхнего, так и нижнего бьефов. Со стороны верхнего бьефа вход в сифон закрывается водой

постоянно, а в воздухоприемник – при подъеме уровня верхнего бьефа (при включении сифона). Со стороны нижнего бьефа труба закрывается в одном случае падающим с гребня слоем воды (рис. 9.4), в другом – водяной подушкой колодца как закрытого, так и открытого типа.

Длина пути аэрированной струи в первом случае будет короткой, но для непроницаемости слоя падающей воды необходима значительная толщина ее и, следовательно, высота переливающегося слоя. Так, по опытам, соответствующим этому случаю, высота включения оказалась равной 45 см (в пересчете на натуру).

Несколько улучшилось включение и при увеличении высоты падения струи.

Некоторыми мероприятиями все же удалось для рассматриваемого случая (истечение в атмосферу) снизить высоту включения. При устройстве водяной завесы на модели сифона с несколько меньшим напором но аналогичного типа, была получена меньшая высота включения.

Так, при устройстве щели в крышке сифона за нижним изгибом (как показано на рис. 9.4) шириной δ = 3 см и длиной, равной ширине трубы сифона, с расходом завесы $Q_{зак.}$ = 0,3 м^3/с и напором $H_{зав.}$ = 5 м высота включения (высота переливающегося через гребень слоя воды, при которой начинается выход воздуха из сифона) была равна $h_{н.в.в}$ = 20 см (при пересчете данных модели на натуру). С уменьшением напора водной завесы высота включения увеличивалась.

При устройстве гибкого фартука, подвешенного на той же модели в нижнем изгибе (см. рис. 9.4, но без водной завесы) с зазором между фартуком и боковыми стенками и дном по 5 мм, высота включения сифона равнялась $h_{н.в.в}$ = 8 см. При увеличении зазора у дна она увеличивалась. Во время пропуска максимальных расходов на модели фартук, сделанный из клеенки, прижимался к верхней стенке сифона, благодаря образующемуся вакууму на изгибе.

Во втором случае, когда труба сифона закрывается с нижнего бьефа водяной подушкой, путь аэрированной струи длиннее, чем в первом, но за счет встречи с водяной подушкой аэрация интенсивнее. Удлинение в значительной степени происходит за счет невыгодного обратного наклона трубы, причем удлинение заметно сказывается после отрыва струи (в силу инерции) от верхней стенки.

Путь аэрированной струи можно сократить, уменьшив радиус закругления потолка над колодцем, однако это приводит к увеличению сопротивления трубы. Последнее нежелательно при малых напорах и, наоборот, желательно при больших, но до некоторого значе-

ния, ограниченного величиной допустимого вакуума.

Во втором случае труба закрывается надежно от проникновения воздуха в разреженную область, если порог за колодцем не ниже отметки потолка нижнего изгиба.

В том случае, когда истечение из сифона происходит не на быстроток, а под уровень нижнего бьефа реки или канала, необходимо отметку порога за колодцем назначить на I0-20 см ниже максимального уровня воды нижнего бьефа. Если ее выбрать ниже минимального уровня воды, то при большом диапазоне колебания нижнего бьефа высота включения будет меняться в больших пределах. Это в свою очередь вызовет изменение уровней воды верхнего бьефа, разную величину нижнего предела устойчивой работы сифона при частичных расходах и разную плавность изменения кривой расхода от уровня верхнего бьефа, т.е. неравномерную работу сифона.

Необходимо заметить, что при устройстве колодца нужно предусмотреть возможность выхода воздуха в начальный момент включения. При подъеме уровня воды верхнего бьефа происходит сжатие воздуха в сифоне, благодаря чему задерживается рост высоты переливающегося слоя и тем самым некоторое время поддерживается пониженная интенсивность включения. Удалять воздух из сифона в начальный момент включения можно просто через регулятор расхода, если верхняя кромка отверстия воздухоприемника установлена не ниже отметки верхнего бьефа, соответствующей началу выхода воздуха.

При устройстве сливной трубы в колодце даже небольшого диаметра, оставленной на рабочее время открытой и, следовательно, опоражнивающей колодец, сифон будет включаться после того, как колодец наполнится водой.

Так как объем колодца обычно равен нескольким кубическим метрам, а расход переливающейся через гребень воды в начале включения составляет несколько литров (в натуре), то для наполнения колодца может потребоваться несколько минут. За это время уровень верхнего бьефа может подняться на большую высоту, а последующее включение может вызвать более резкое изменение $Q=f(h_{вкл})$ расхода сифона в зависимости от высоты подъема уровня воды верхнего бьефа над его гребнем.

Кроме того, желательно длину колодца, т.е. удаление порога относительно нижней точки потолка (в пределах колодца) и его радиусы делать не меньше, чем на рис. 9.2, так как при более близком расположении порога и донном режиме движения струи в колодце

в верхних слоях воды возникают обратные токи, возвращающие в разреженную область удаленный воздух.

Изменение радиуса нижнего изгиба от $r = a/2$ до $r = a$ (где a – высота трубы в месте изгиба) меньше влияет на длину пути аэрированной струи под водой колодца, чем направление струи.

Согласно опытам с сифоном на модели (рис. 9.5) и в натуре оказалось, что

высота включения равна $h_{н.вв} = 10 - 16$ см,

максимальный расход при превышении уровня воды верхнего бьефа над гребнем на $h_{вкл.макс} = 20$ см равен $Q_{макс.} = 19{,}4$ м^3/с, откуда коэффициент расхода равен

$$\mu = \frac{Q}{\omega\sqrt{2gz}} = \frac{19{,}4}{1{,}6\sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 12{,}65}} = 0{,}77 ,$$

минимально устойчивый расход сифона на модели равен $Q_{мин.уст.м} = 0{,}24\ Q_{макс.сиф.}$, а в натуре $Q_{мин.уст.нат} = 0{,}16\ Q_{макс.сиф.}$

При четырех сифонах в сбросе и расположении гребней или отверстий воздухоприемников на разной высоте с превышением одного над другим примерно на 2 см, минимальный устойчивый расход получается в 4 раза меньше.

Время включения сифона зависит от превышения верхней кромки отверстия воздухоприемника над гребнем и величины спада, а также от объема бассейна верхнего бьефа и величины лишнего расхода. При внезапной остановке турбины в верхнем бьефе появляется волна подъема уровня воды, распространяющаяся вверх по течению с затуханием. При этом подъеме спустя 30 с после того, как уровень воды закроет доступ воздуха в водоприемник, включаются сифоны, и уровень воды перед сооружением снижается до отметки, соответствующей лишнему расходу.

Так, при остановке Аккавакской ГЭС, примерно через 2 мин, в нижний бьеф ее сифонами уже подавался почти максимальный расход.

От выходной части рассматриваемого сифона, имеющего постоянное сужение сечения к выходу, зависит максимальный расход и, следовательно, предельное значение вакуума и, кроме того, средняя выходная скорость.

Полный возможный эффект использования сифона характеризуется тем, что при пропуске максимального расхода предельный вакуум равен принятому допустимому значению для данного сифона.

Неточности в подсчетах и строительстве на практике приводят

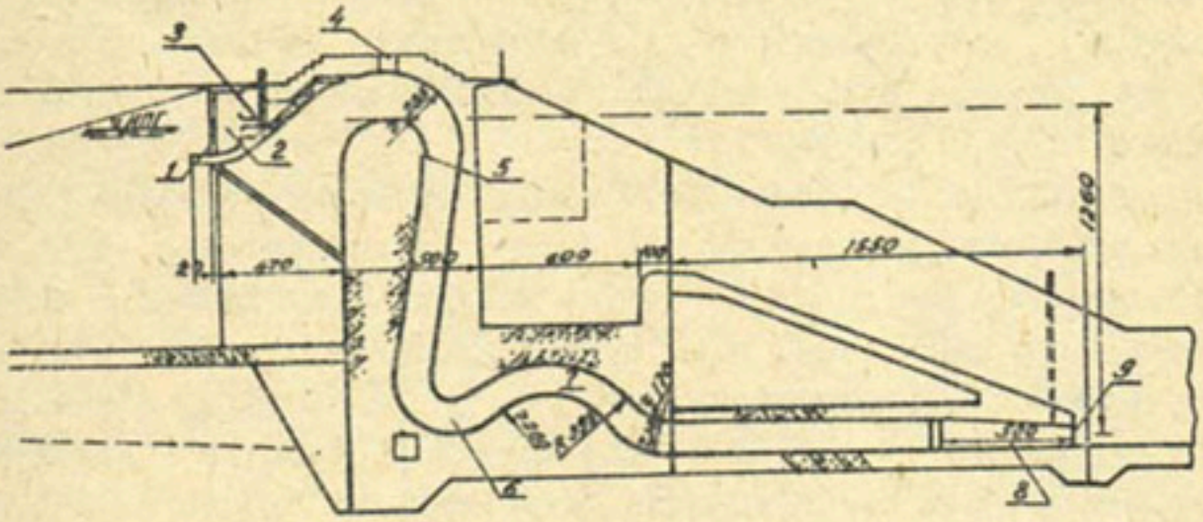


Рис.9.5. Сифон Аккавакской ГЭС № I:

I - решетка; 2 - камера воздухоприемника;
3 - регулятор расхода; 4 - смотровой лаз;
5 - откидной носок; 6 - зарядный колодец;
7 - порог колодца; 8 - участок общей трубы сифонной батареи; 9 - клапан

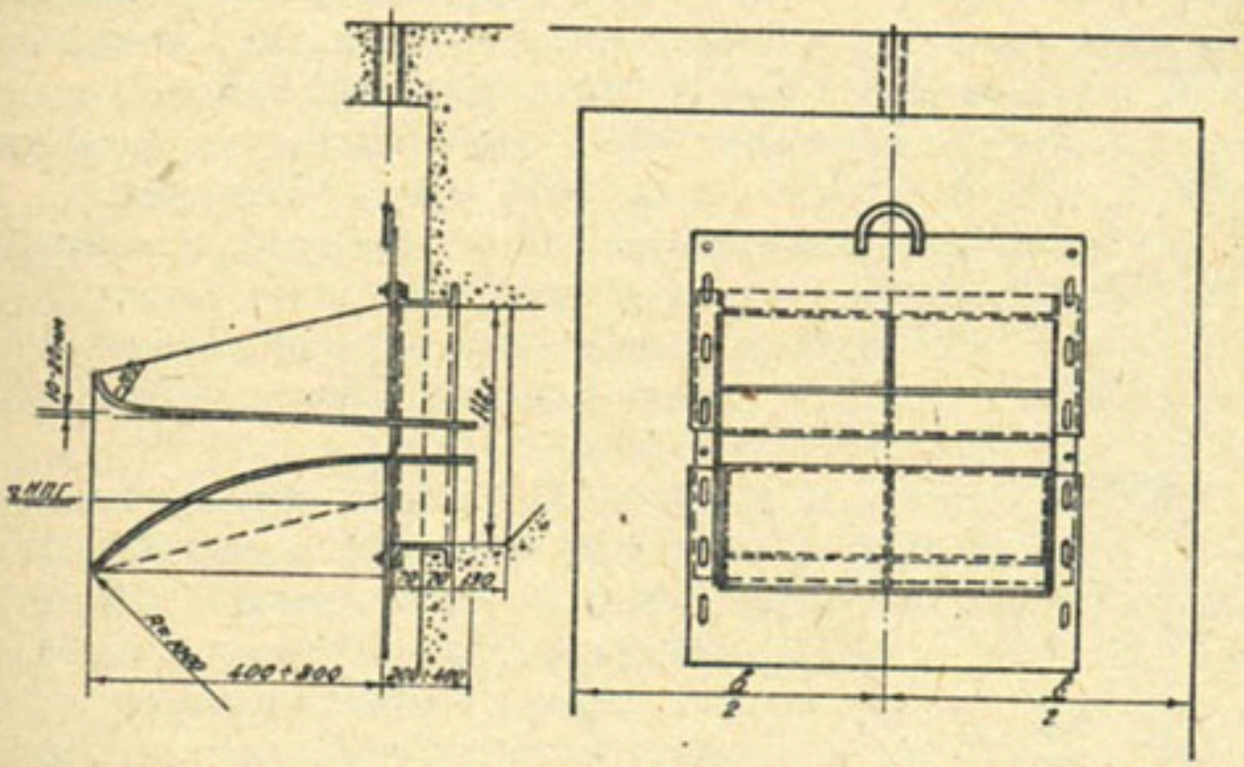


Рис. 9.6. Регулятор расхода сифона Аккавакской ГЭС № I

к снижению эффекта от использования сифона, к излишним запасам вакуума , что показывает на недостаточное использование коэффициента расхода, или, наоборот, к значительному уменьшению допустимого запаса вакуума .

Расход и, следовательно, вакуум на практике можно регулировать клапаном, устроенным при выходе из сифона (рис. 9.5), и местным подводом воздуха. Однако воздух, подведенный в сифон не через воздухоприемник, т.е. автоматически нерегулируемый, приводит к нежелательному увеличению $h_{н.вв}$ и $Q_{мин.уст}$ и уменьшению $Q_{мак}$. Поэтому в сифоне с уменьшающимся сечением к выходу в некоторых случаях рекомендуется устраивать на выходе клапан, который позволяет в период пусконаладочных работ уменьшить или увеличить расчетную выходную площадь на ~ 10-20 %. В нашем опыте уменьшение площади выходного сечения с 1,6 до 1,47 м^2 (на 8 %) привело к падению вакуума на гребне с 5,8 до 4,96 м (на 15 %), а расхода - с 20,5 до 19,0 м^3/с (на 8 %).

В опыте с быстротоком ниже сифона установлено, что при выходе потока из сифонов за промежуточными стенками их и трубой грязеспуска, расположенной в середине батареи сифонов, образуются пульсирующие водяные мешки, которые вызывают суводи на быстротоке и тем самым усиливают брызгообразование. Объединение всех труб сифонов и грязеспуска в одну трубу с постепенно понижающимся потолком за счет промежуточных стен и трубы грязеспуска (как показано на рис. 9.5) значительно улучшило работу быстротока.

Сифон снабжен автоматическим регулятором расхода водосброса. От него зависят отметки уровня верхнего бьефа, при которых сифон выключается и включается на максимальный сбросной расход; плавность изменения расхода и величина максимального устойчивого расхода при частичных расходах сифона.

Отметка уровня воды верхнего бьефа, при которой сифон включается, должна совпадать с отметкой гребня или быть близкой к ней. Чтобы обеспечить выключение сифона на этой отметке, необходимо иметь определенную площадь воздухоприемника и воздухопровода. Она зависит от напора, сечения сифона, а также от места и способа подвода воздуха. При уменьшенной площади отверстия воздухоприемника сифон разрядится ниже гребня, при увеличении - выше. Однако в последнем случае сифон будет засасывать большое количество воды через воздухоприемник, что вызовет большой спад. Это нежелательно.

Площадь воздухопровода должна быть несколько больше (в I,5 - 2 раза) необходимой площади воздухоприемника для запаса и для того, чтобы воздухоприемник регулировал расход. Воздухоприемник рекомендуется делать так, чтобы при испытании сифона в натуре можно было бы изменить высоту его отверстия и, следовательно, площадь, отметки порога и верхней кромки его (как, например, показано на рис. 9.6).

В опыте с моделью сифона (рис. 9.5) при подводе воздуха в верхнюю часть сифона по нескольким трубам и общей площади поперечного сечения, составляющей $\omega_{воз.прав}$ = I,5 % от выходного сечения сифона и такой же площади воздухоприемника $\omega_{воз.пр}$, сифон разрежался на высоте 5 см выше гребня $h_{вык}$ = + 5 см, при $\omega_{воз.пр}$ =220 см^2 - $h_{вык}$ = - 6 см, при $\omega_{воз.пр}$ = 200 см^2 - $h_{вык}$ = - 60 см и при $\omega_{воз.пр}$ = 0 - $h_{вык}$ = - I72 см (через сифон).

В натурных опытах с сифоном (рис. 9.6) при $\omega_{воз.пр}$ = 2,7 % и $\omega_{воз.прав}$ = 3,0 % выключение его происходит при $h_{вык}$ = 0 см.

В случае подвода воздуха в натуре в верхнюю часть сифона (рис. 9.7) при $\omega_{воз.пр}$ = I,6 % и $\omega_{воз.пров}$= I0 % от выходной площади сифона выключение его происходит при $h_{вык}$ = + 8 см, а при подводе ниже гребня при $\omega_{воз.пр}$= 4 % и $\omega_{воз.пров}$= 4 % от выходной площади сифона при $h_{вык}$ = + I2 см.

Испытания сифона Шаариханской ГЭС № 6 показали, что в случае подвода воздуха в верхнюю часть сифона (рис. 9.8) при $\omega_{воз.пр}$ = = I % и $\omega_{воз.пров}$= 5 %, $h_{вык}$ = + 8 см, а при подводе под откидной носок при $\omega_{воз.пр}$ = 2,5 % и $\omega_{воз.пров}$= 2,5 %, $h_{вык}$ = + 8 см.

Расхождение площадей отверстия воздухоприемника при исследовании на модели и в натуре сифона (рис. 9.6) объясняется, наверно, тем, что на модели воздух подводился более рассредоточенно, чем в натуре. Подводимый под уголок воздух с какого-либо торца за уступ распределяется по всей ширине трубы почти мгновенно и равномерно. Воздух, подводимый по трубе на ровную поверхность, увлекается течением в виде шнура, медленно рассредоточивается по длине сифона, вследствие чего снижаются аэрация струи и интенсивность удаления воздуха.

Исходя из приведенных данных можно выбрать размеры воздухопровода и воздухоприемника и для других сифонов, имея в виду, что при наличии запаса в площади их и рекомендуемой конструкции воздухоприемника можно в пусковой период сооружения при испытании

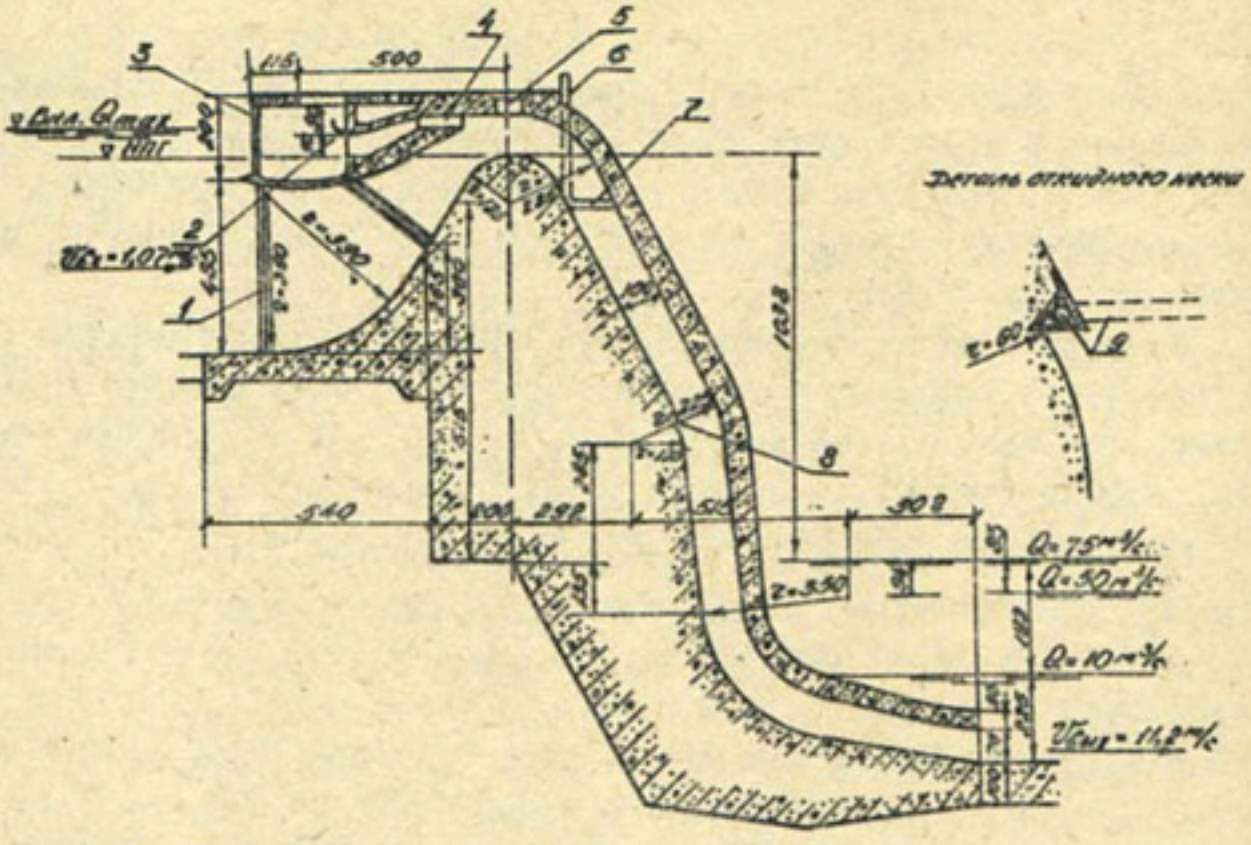


Рис.9.7. Сифон Нижнебозсуйской ГЭС № 2:

I - крупная решетка; 2 - регулятор расхода; 3 - отверстие 40 х 50 см; 4 - воздухопровод $h \times b$ = I5 х 30 см; 5 - смотровой лаз; 6 - воздухопровод d=25 см; 7 - закладная труба; 8 - откидной носок; 9 - воздушная труба d = 5 см

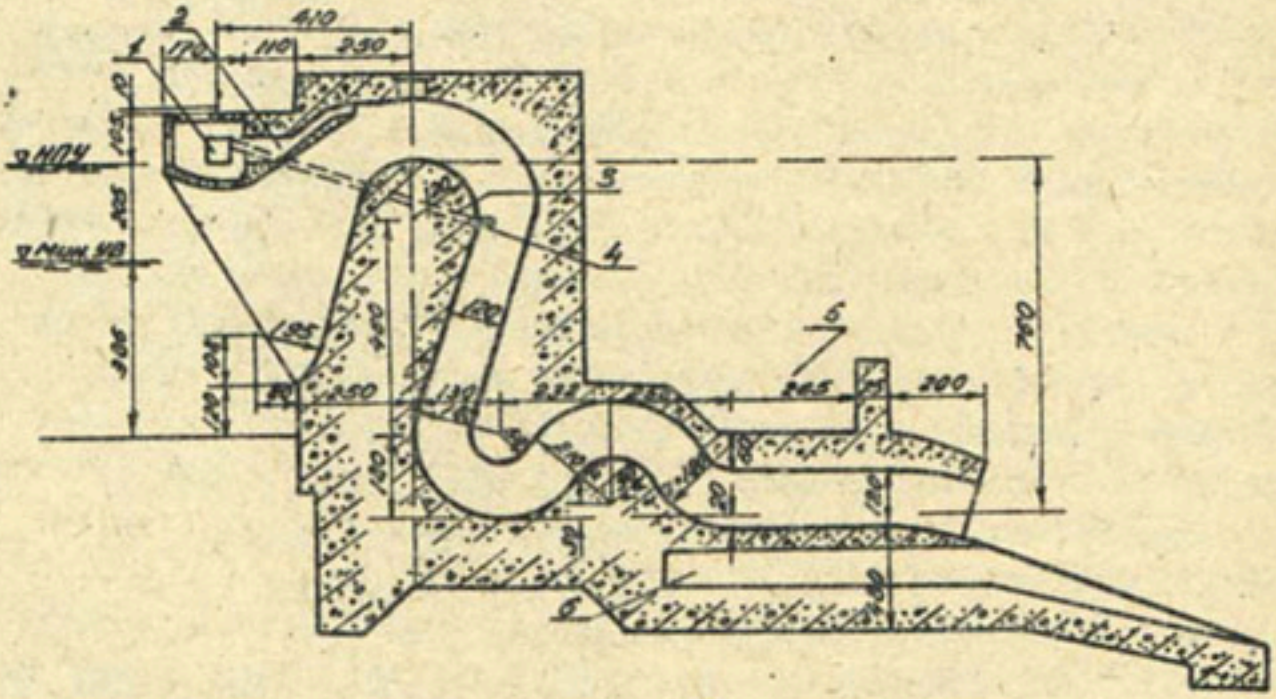


Рис. 9.8. Сифон Шеариханской ГЭС № 6:

I - воздухоприемник; 2 - регулятор расхода; 3 - труба I0xI8 см с двух сторон; 4 - откидной носок с боковой нишей; 5 -колодец шугосброса; 6 - грязеспуск

построенного сифона, найти отметку, высоту и площадь отверстия воздухоприемника, обеспечивающих необходимый режим.

Отметка уровня воды верхнего бьефа, при которой сифон включается на максимальный сбросной расход, т.е. при котором закрывается отверстие воздушно-водяного воздухоприемника, определяется в соответствии с отметкой верхней кромки отверстия воздухоприемника по формуле

$$\nabla_{мак.УВ} = \nabla_{гребня} + h_{н.в.в} + h_{реж} + h_{сп} = \nabla_{верх.кр.возд} + h_{сп}, \quad (9.5)$$

где $\nabla_{мак.УВ}$ - отметка максимального уровня воды верхнего бьефа,

$\nabla_{верх.кр.воз.}$ - отметка верхней кромки отверстия воздухоприемника.

Максимальная высота подъема уровня воды над отметкой нормального подпертого уровня

$$h_{мак.} = \pm h_{гр.нпу} + h_{н.в.в} + h_{реж.} + h_{сп.} = \pm h_{гр.нпу} + h_{верх.кр.возд} + h_{сп.}, \quad (9.6)$$

где $h_{верх.кр.возд}$ - высота превышения отметки верхней кромки отверстия воздухоприемника над гребнем сифона.

Плавность изменения расхода сифона в соответствии с подъемом уровня воды верхнего бьефа над нормальным подпертым уровнем зависит от высоты превышения отметки верхней кромки отверстия воздухоприемника над отметкой включения сифона на минимальный устойчивый расход. Если верхняя кромка отверстия воздухоприемника расположена на отметке включения сифона на такой расход, то кривая $Q_{i\,уст} = f(h_{вкл})$ будет резкой. Включение сифона на частичный устойчивый расход осуществляется через почти мгновенное включение на максимальный расход, за которым следует относительно плавное снижение до частичного расхода. Ему соответствует отметка уровня воды верхнего бьефа по принятой площади отверстия воздухоприемника. Чем ниже расположена верхняя кромка отверстия воздухоприемника относительно указанной отметки, тем более резко будет включаться сифон.

При наличии зарядного колодца в сифоне или выходе сифонного потока под уровень воды нижнего бьефа, в начальный момент включения воздух в сифоне сжимается, что задержит включение и увеличит его резкость.

Чем выше поднято отверстие воздухоприемника над отметкой включения сифона на минимальный неустойчивый расход, тем плавнее будет кривая изменения расхода сифона $Q_{i\,уст} = f(h_{вкл})$. В этом слу-

чае пропуск любого устойчивого расхода будет плавным, без перехода через $Q_{макс}$.

Плавность изменения расхода зависит также и от конструкции воздухоприемника. Если воздухоприемник сделан в виде отверстия в тонкой стенке (рис. 9.9), то при закрытии поднявшимся уровнем воды верхнего бьефа отверстия воздухоприемника наблюдается периодический прорыв воздуха в сифон - захлебывание. Оно вызывает пульсацию давления и расхода сифона, значительный шум и местный спад уровня воды перед воздухоприемником. Это происходит из-за того, что тонкий слой воды не может противостоять разности давления перед и за воздухоприемником.

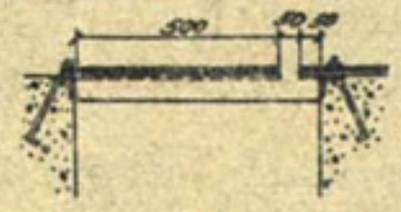


Рис. 9.9. Воздухоприемное отверстие в тонкой стенке

Если воздухоприемное отверстие сделать с плавным входом (рис. 9.6), то указанных неблагоприятных явлений почти не будет.

Величина минимального устойчивого расхода при частичных расходах сифона зависит от интенсивности удаления воздуха из сифона проходящей через него водой. Интенсивность удаления воздуха зависит от интенсивности аэрации воды в сифоне и длины пути аэрированной струи до места, откуда воздух не возвращается в разреженную зону сифона. Интенсивность аэрации зависит от скорости движения воды и площади поверхности аэрации.

В сифоне Нижнебозсуйской ГЭС № 2 (см. рис. 9.7) при рассредоточенном подводе воздуха по всему периметру сечения, расположенному ниже гребня, минимальный устойчивый расход оказался на 10 % меньше, чем при сосредоточенном подводе воздуха в верхнюю часть сифона.

Работа автоматического сифона оценивается в основном степенью приближения к полному использованию сифона $\mu, C_{огр.v}, C_{пр.v}, h_{макс}$ и др. Диапазон устойчивой работы (%) равен

$$D_{уст.р} = \frac{(Q_{макс} - Q_{мин.уст})}{Q_{макс}} \cdot 100 \quad . \qquad (9.7)$$

Чем больше диапазон устойчивой работы, тем лучше эксплуатационные свойства сифона.

Величина максимального разрежения $P_{макс}/\gamma$ и допустимое его значение $P_{доп}/\gamma$ и, значит, степень приближения к полному

использованию сифона (оптимальному режиму), выражается в процентах:

$$C_{исп.с} = \left(\frac{P_{макс}}{\gamma} \cdot \frac{P_{доп}}{\gamma}\right) \cdot 100 \ . \qquad (9.8)$$

Чем ближе $C_{исп.с}$ к I00 %, тем лучше используется сифон.

Чем больше коэффициент расхода μ (при $H \leqslant$ I0 м), тем экономичнее сифон.

Допустимая средняя выходная скорость связана со степенью ограничения выходной скорости

$$C_{огр.v} = \frac{(v_{вых.1} - v_{вых.2})}{v_{вых.1}} \cdot 100 \ , \qquad (9.9)$$

как и степень приближения к допустимому ее значению (%)

$$C_{пр.v} = \frac{v_{вых.2}}{v_{доп.}} \cdot 100 \ . \qquad (9.I0)$$

Чем больше (9.I0), тем больше ограничены выходные скорости и, следовательно, решена более трудная задача.

Максимальный подъем уровня воды верхнего бьефа (рис. 9.I0) при включении сифона равен

$$h_{макс} = \pm h_{гр.с} + h_{н.в.в} + h_{реж.} + h_{сп.} \ , \qquad (9.II)$$

где $h_{н.в.в}$ - высота переливающегося через гребень слоя воды, при которой начинается выход воздуха из трубы (рис.9.I0); $h_{реж.}$ - высота регулирования режима включения; $h_{сп.}$ - высота спада перед сифоном

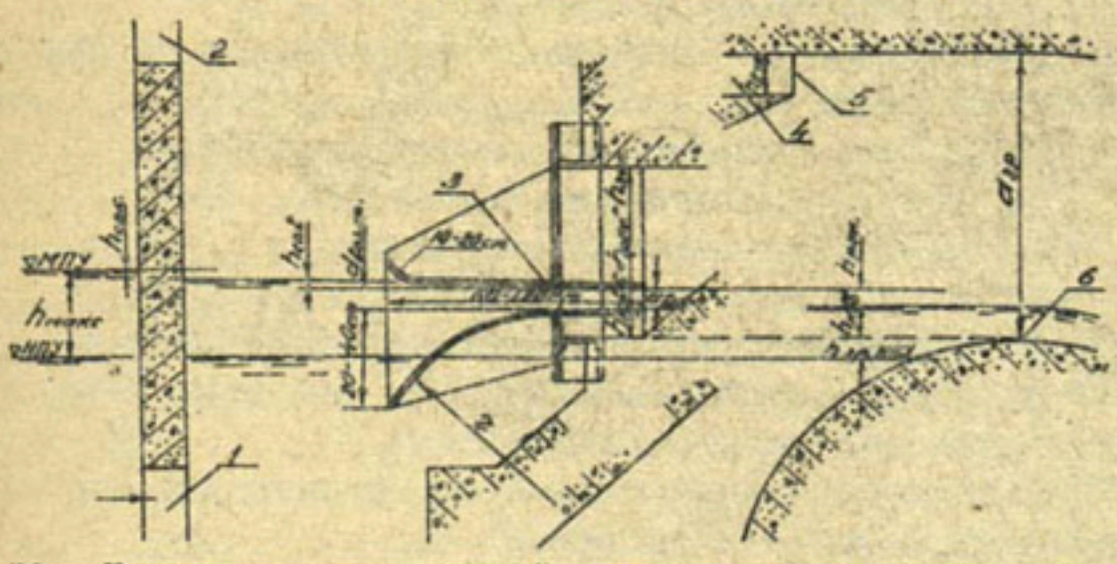


Рис. 9.I0. К расчету максимальной высоты подъема уровня воды в ВБ: I - отверстие для подвода воды $w = 0{,}4\,w_{мин.}$; 2 - отверстие для подачи воздуха $w = 0{,}3 w_{мин.}$; 3 - воздухоприемник $B_{с.пр.} = 0{,}0I w_{мин.}$; 4 - воздухопровод $w = 0{,}06\,w_{мин.}$; 5 - воздухораспределительная ниша; 6 - гребень сифона

Меньшая величина подъема уровня воды верхнего бьефа $h_{макс}$ уменьшает высоту запаса в дамбах и время включения сифона на частичный и максимальный расход.

Работа автоматического сифона оценивается и временем его включения на $Q_{макс}$ и $Q_{мин.уст.}$.

Работа сифона зависит от большого числа параметров, а именно от

I. Напора (Z).

2. Ширины (b), высоты (a) различных сечений трубы сифона и их отношения (a/b).

3. Длины трубы ($\mathcal{L}_{ср.л} = \Sigma \ell_{ср.л}$).

4. Радиусов (r_i) и углов (α_i) закругления.

5. Шероховатости стен трубы (n).

6. Конфигурации трубы, влияющей на степень аэрации $Q_{возд}/Q_{воды}$ и длины пути аэрированной струи под водяной подушкой ($\ell_{аэр.стр.}$), т.е. интенсивности удаления воздуха из трубы $Q_{вых.возд}/Q_{воды}$.

7. Величины подтопления трубы со стороны нижнего бьефа, влияющей на $\ell_{аэр.стр.}$.

8. Величины превышения уровня воды верхнего бьефа над гребнем сифона.

9. Расположения гребня сифона относительно нормально подпертого уровня.

I0. Способа включения сифона.

II. Типа регулятора расхода сифона.

I2. Способа забора воздуха.

I3. Расположения отверстия воздухоприемника относительно отметки включения сифона на минимальный неустойчивый расход.

I4. Площади отверстия воздухоприемника.

I5. Площади сечения воздухопровода.

I6. Формы отверстия воздухоприемника.

I7. Места и способа подвода воздуха.

I8. Конструкции откидного носка и его расположения.

I9. Воздухонепроницаемости крышки смотрового лаза, верхнего щитка воздухоприемника и стен сифона.

20. Наличия и конструкции приспособления для изменения величин расхода сифона и вакуума.

2I. Наличия и конструкции диафрагм сопротивления для ограничения величины выходной скорости ($V_{вых}$), а также места их установки.

22. Отметки расположения сифона над уровнем моря.

23. Площади зеркала верхнего бьефа.

24. Назначения сифона.

В число этих параметров входят как постоянные, так и переменные величины: переменные - I, 7, 8, I4, 23. Они взаимосвязаны между собой и вызывают дополнительные переменные параметры

$$Q_{вых.воз.},\ Q'_{вых.воз.},\ h_{вак},\ \frac{Q_{возд}}{Q_{воды}},\ l_{аэр.стр},\ t_{вкл.},$$

где $Q_{вых.воз}$ - расход выходящего воздуха из сифона, ограниченный входящим воздухом; $Q'_{вых.воз}$ - возможный расход выходящего воздуха из сифона, не ограниченный входящим воздухом; $h_{вак.}$ - вакуум в месте максимального своего значения; $Q_{возд}/Q_{воды}$ - степень аэрации протекающей воды; $l_{аэр.стр.}$ - длина пути аэрированной струи под водяной подушкой до места, откуда воздух не возвращается в трубу; $t_{вкл.}$ - время включения сифона.

От величины и изменения взаимосвязанных переменных параметров в основном и зависят эксплуатационные свойства сифона.

При включении обычного сифонного водосброса (от нуля до $Q_{макс}$) изменение переменных параметров происходит следующим образом.

Основной причиной включения сифона на какой-либо расход, изменения расхода или выключения являются появление, изменение или исчезновение лишних расходов воды в верхнем бьефе, т.е. изменение лишних расходов узла сооружения. При этом величина лишнего расхода влияет при данной площади зеркала верхнего бьефа также и на скорость изменения работы сифона. Чем больше лишний расход, тем скорее происходит изменение работы сифона.

Появление лишних расходов воды в верхнем бьефе вызывает накапливание объема воды перед сооружением и повышение отметки уровня воды (увеличение превышения уровня воды верхнего бьефа над гребнем - увеличение h). В зависимости от площади поверхности воды верхнего бьефа и величины лишних расходов, увеличение происходит с разной скоростью. Чем меньше площадь поверхности воды, тем быстрее происходит изменение h . По мере подъема уровня воды верхнего бьефа h принимает следующие по порядку значения:

$h_{нбб}$ - высота превышения уровня воды верхнего бьефа над греб-

нем, соответствующая началу выхода воздуха из разрежаемой части трубы;

$h_{мин.уст.}$ – то же, соответствующая началу устойчивой работы;

$h_{макс}$ – то же, соответствующая работе сифона с расходом, равным $Q_{макс}$.

При расположении гребня сифона на отметке нормального подпертого уровня одновременно с увеличением h появляется и растет расход воды через гребень. При этом, когда разрежения в сифоне еще нет, вода переливается так же, как в случае простого водослива и расход определяется по известной формуле

$$Q = \frac{3}{2}\mu' b\sqrt{2g}\, h_0^{3/2}, \qquad (9.12)$$

или

$$Q = mb\sqrt{2g}\, h_0^{3/2}, \qquad (9.13)$$

или

$$Q = \mu' b h_0^{3/2},$$

где $h_0 = h + \frac{v_0^2}{2g}$ – напор на водосливе с учетом скорости подхода;

b – ширина водослива (ширина трубы на гребне сифона);

$m = \frac{3}{2}\mu'$ – коэффициент расхода; $\mu' = \varepsilon\varphi$ – коэффициент расхода;

$\varepsilon = w_c / w$ – коэффициент сжатия; $\varphi = \sqrt{\frac{1}{\alpha + \sum\zeta}}$ – коэффициент скорости; $\sum\zeta$ – суммарный коэффициент сопротивления.

Затем, по мере увеличения разрежения, вода на гребне поднимается и при некотором значении разрежения достигает вершины сифона. Расход при этом изменении уровня воды в сифоне определяется по формуле

$$Q_г = mb\sqrt{2g}\,(h + h_{бак})^{3/2}, \qquad (9.14)$$

где $h_{бак}$ – среднее разрежение "воздушного мешка"; h – высота превышения уровня воды верхнего бьефа над гребнем сифона.

При последующем уменьшении количества поступающего воздуха в сифон (через регулятор расхода) частичный расход сифона определяется по формуле

$$Q_г = \mu w_{вых}\sqrt{2g\left[z_0 - \left(h_{бак.макс} - h_{бак.i}\right)\right]}, \qquad (9.15)$$

где $Q_г$ – частичный расход (расход воды сифонной трубы при подводе воздуха); $z_0 = z + \frac{v_0^2}{2g}$ – действующий напор, равный сум-

ме геометрического и скоростного напоров; z - геометрический напор, равный разности уровней верхнего и нижнего бьефов для сифонов с затопленным выходным сечением или разности уровней верхнего бьефа и центра выходного сечения для сифонов, работающих без затопления выходного сечения; v_0 - скорость подхода; $\omega_{вых}$ - площадь выходного сечения сифонной трубы; μ - коэффициент расхода сифона. При выходе струи под уровень воды

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{K_к + \Sigma \zeta K_i^2}}, \qquad (9.16)$$

в атмосферу

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma \zeta K_i^2}}, \qquad (9.17)$$

где $\Sigma \zeta K_i^2$ -сумма всех коэффициентов сопротивления, отнесенных к выходному сечению трубы; $K_i = \frac{\omega_{вых}}{\omega_i}$ - отношение площади выходного сечения к площади рассматриваемого сечения; $K_к = \frac{\omega_{вых}}{\omega_к}$ - отношение площади выходного сечения к площади поперечного сечения колодца; $h_{вак.макс.}$ - максимальное значение среднего (по сечению на гребне) разрежения; $h_{вак.i}$ - среднее (по сечению на гребне) разрежение, соответствующее какому-либо устойчивому частичному расходу.

В формуле (9.15) напор z_0, создающий в сифоне соответствующее разряжение $h_{вак.макс.}$, благодаря подводу воздуха уменьшается на величину снижения разряжения в сифоне ($h_{вак.макс.} - h_{вак.i}$). В случае пропуска максимального расхода (без подвода воздуха) эта разница будет равна нулю и расход определится по известной формуле

$$Q = \mu \omega_{вых} \sqrt{2gz}. \qquad (9.18)$$

Протекающая через сифон вода аэрируется в разной степени в зависимости от конфигурации трубы, способа включения сифона и высоты падения струи. Чем больше площадь соприкасания струи с воздухом и скорость движения ее, тем аэрация интенсивнее, т.е. тем больше расход аэрированного воздуха по отношению к расходу воды - $Q_{возд} / Q_{воды}$. Следовательно, интенсивность аэрации падающей струи имеет наибольшее значение в нижней части падения, при скоростях $v \geq 10$ м/с. Однако большая интенсивность аэрации наблюдается при встрече свободно падающей струи с водяной подушкой - в воронке, благодаря образующемуся кольцевому вальцу, уменьшаю-

щемуся книзу в сечении и захватывающему через частые неравномерные промежутки времени воздушные пузырьки разной величины, образуя струю, насыщенную воздушными пузырьками в виде факела. Такой процесс аэрации струи происходит даже при самых малых напорах.

Аэрированная струя перед выходом из трубы в атмосферу совершает некоторый путь под водой, закрывающей выход. Ось струи изгибается под водой по некоторой кривой, длина которой $l_{аэр\ стр}$ зависит от места, угла падения струи к горизонту, радиусов закругления дна и потолка нижнего изгиба, т.е. от формы и расположения факела пузырьков, вызванного конфигурацией трубы, а также от величины подтопления выхода и высоты падения струи.

От степени аэрации струи и длины пути ее под водой у выхода зависит расход выходящего воздуха $Q_{вых\ возд}$. При значении расхода воды, соответствующем переливающемуся слою воды на гребне, равному высоте $h_{нвб}$, начинается практически заметное удаление воздуха. По мере увеличения отметки уровня воды верхнего бьефа и, следовательно, расхода воды, растет и расход выходящего воздуха. Но в сифоне с некоторого значения $Q_{вых\ воз}$ увеличение его ограничивается при подъеме разряжения и расхода воды. С этого момента и до полного включения сифона на $Q_{макс}$ расход выходящего воздуха становится равным расходу входящего. Превышение $Q_{вых\ воз}$ над $Q_{вход\ воз}$ вызывает увеличение разряжения в сифоне.

Появление и увеличение разряжения в сифоне ведет к появлению и возрастанию $Q_{вход\ возд}$, причем при обычном типе регулятора расхода (воздушно-водяном или воздушном) площадь воздухоприемника уменьшается, а коэффициент сопротивления входного отверстия и величина разряжения в сифоне увеличиваются. В результате $Q_{вход\ возд}$ сначала растет, а с некоторого момента начинает падать, доходя до нуля при полном закрытии воздухоприемника, вследствие чего сифон сбрасывает максимальный расход.

При выключении сифона с $Q_{макс}$ до $Q = 0$ порядок изменения переменных параметров несколько иной. Причиной выключения является также изменение лишнего расхода воды в верхнем бьефе и уменьшение его до нуля. Вследствие этого снижается отметка верхнего бьефа и увеличиваются площадь отверстия воздухоприемника для прохода воздуха и $Q_{вход\ возд}$. Однако вследствие уменьшения разряжения и сопротивления выходного отверстия с некоторого момента расход входящего воздуха начинает падать, доходя до нуля при разряжении сифона. При уменьшении $Q_{вход\ возд}$ он все же оказывается больше. Благодаря этому происходит соответственное падение вели-

чины разряжения в сифоне, вследствие чего уменьшается расход воды, протекающей через сифон.

В зависимости от площади отверстия воздухоприемника и отметки его расположения, выключение сифона может произойти выше и ниже гребня сифона. Уменьшение расхода воды сифона вызывает падение расхода выходящего воздуха до нуля, причем раньше чем расхода воды. Это связано с тем, что несмотря на уменьшение $l_{аэр.стр}$, отчего $Q_{вых.возд}$ увеличивается, влияние расхода воды все же сказывается сильнее.

Из изложенного видно, что расход сифона зависит, в конечном счете, от расхода входящего воздуха $Q_{вход.возд}$ и возможной интенсивности удаления его из трубы, расхода воздуха $Q_{вых.возд}$, т.е.

$$Q_{воды} = f(Q_{вход.возд}, Q_{вых.возд}). \quad (9.19)$$

Расход входящего воздуха зависит от расхода лишней воды в верхнем бьефе, отметки верхнего бьефа (∇ ВБ), площади воздухоприемника, суммы коэффициентов сопротивления воздухоприемника и воздухопровода и разряжения в сифоне

$$Q_{вход.возд} = f(Q_{лишн\ воды}^{ВБ}, \nabla ВБ, \omega_{возд.}, \Sigma\zeta K_i^2 \text{ и } h_{вак}), \quad (9.20)$$

а выходящего, который возможен в рассматриваемом сифоне при свободном подводе воздуха $Q'_{вых.возд}$ – от расхода воды, напора, степени аэрации, длины пути аэрированной струи под водой и разряжения в сифоне

$$Q'_{вых.возд} = f(Q_{воды}, z, \frac{Q_{аэр.стр}}{Q_{воды}}, l_{аэр.стр}, h_{вак}), \quad (9.21)$$

С увеличением расхода воды в сифоне непрерывно возрастает возможный расход выходящего воздуха, но уменьшение расхода входящего воздуха (от подъема уровня воды верхнего бьефа, прикрывающего отверстие воздухоприемника) понижает $Q_{вых.возд}$. Следовательно, когда $Q_{вход.возд}$ ограничивает $Q_{вых.возд}$, они равны, т.е. кривые изменения их от $Q_{воды}$ совпадут.

В отличие от возможного расхода выходящего воздуха $Q'_{вых.возд}$ фактический расход выходящего воздуха, ограниченный входящим воздухом, обозначен через $Q_{вых.возд}$ (без штриха).

Точка начала ограничения соответствует максимальному их значению. Та же точка является началом совпадения кривых $Q_{вход.возд}$ и $Q_{вых.возд}$ и одновременно концом совпадения кривых $Q_{вых.возд}$ и $Q'_{вых.возд}$.

Отсутствие расхода выходящего воздуха может соответствовать двум значениям расхода воды: $Q_{прост.вод.}$ и $Q_{макс}$, где $Q_{прост.вод.}$ – расход воды, переливающейся через гребень сифона слоем $h<h_{н.вб}$ при отсутствии разряжения в сифоне так, как в случае простого водослива.

Зависимость $$Q_{воды} = f(Q_{вход.возд.}, Q'_{вых.возд} \text{ и } Q_{вых.возд}) \qquad (9.22)$$

изображена графически на рис. 9.II.

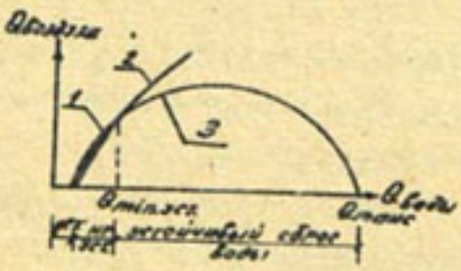


Рис. 9.II. К зависимости

I – $Q_{вход.возд}$ – расход поступающего в сифон воздуха,
2 – $Q_{воз.вых.возд.}$ – расход возможного выхода воздуха,
3 – $Q_{вых.возд}$ – расход выходящего воздуха.

Работа сифона на участке, где совпадают кривые $Q_{вход.возд.} = Q_{вых.возд.}$ будет устойчивой, так как, если на этом участке в какой-либо точке дать малое приращение $\Delta Q_{вх.возд}$, то поступление воздуха в этой точке будет все же меньше возможной интенсивности удаления воздуха – возможного расхода удаляемого воздуха, т.е. $Q_{вход.возд.} + \Delta Q_{вход.возд} < Q'_{вых.возд.}$ Следовательно, сифон будет удалять весь расход входящего воздуха, т.е. появится равное $\Delta Q_{вых.возд}$ и будет

$$Q_{вход.возд.} + \Delta Q_{вход.возд.} = Q_{вых.возд.} + \Delta Q_{вых.возд.}$$

В зависимости от расхода входящего воздуха в сифоне будут соответствующие разряжение и расход воды. Значит, условием устойчивой работы сифона будет неравенство

$$\frac{\Delta Q'_{вых.возд.}}{\Delta Q_{воды}} > \frac{\Delta Q_{вых.возд.}}{\Delta Q_{воды}} . \qquad (9.23)$$

При этом $$\frac{\Delta Q_{вых.возд.}}{\Delta Q_{воды}} = \frac{\Delta Q_{вход.возд.}}{\Delta Q_{воды}} . \qquad (9.24)$$

Этими соотношениями определяется автоматизм сброса только лишней воды. Если сифонный водосброс будет сбрасывать расход воды больше чем имеется лишнего в верхнем бьефе, то уровень воды упадет, что вызовет увеличение расхода входящего воздуха, а это в свою очередь – снижение вакуума и уменьшение расхода воды до размера лишнего в верхнем бьефе.

Работа сифона на участке, где $Q_{вых.возд} > Q'_{вых.возд}$ будет неустойчивой, так как на этом участке возможная интенсивность удаления воздуха из трубы ниже интенсивности подвода воздуха, т.е. существует следующее неравенство:

$$\frac{\Delta Q'_{вых.возд}}{\Delta Q_{воды}} < \frac{\Delta Q_{вход.возд}}{\Delta Q_{воды}}, \qquad (9.25)$$

при этом

$$\frac{\Delta Q_{вых.возд}}{\Delta Q_{воды}} < \frac{\Delta Q_{вход.возд}}{\Delta Q_{воды}}. \qquad (9.26)$$

Это неравенство получается благодаря относительно большой площади открытия отверстия воздухоприемника, которое при появившейся незначительной величине разряжения обеспечивает появление большого расхода входящего воздуха, который уменьшает разряжение до нуля, отчего расход воды падает до значения расхода простого водослива.

Перед включением по мере подъема уровня воды верхнего бьефа переливающийся слой воды увеличивается от нуля до $h_{мин.уст.раб}$ соответствующей такой высоте, при которой сифон начинает устойчивую работу. Вследствие этого расход воды увеличивается от 0 до расхода простого водослива с некоторой пульсацией. При достижении устойчивого режима пульсация снижается. По мере уменьшения площади отверстия воздухоприемника разряжение понемногу увеличивается и при достижении устойчивого режима резко достигает $h_{вак.мин.уст}$

Из рис. 9.II видно, что при меньшем возможном расходе выходящего воздуха, диапазон устойчивой работы сифона сужается, значение $Q_{мин.уст}$ увеличивается и, наоборот, при большем возможном $Q'_{вых.возд.}$, $Q_{мин.уст}$ уменьшается, и диапазон устойчивой работы сифона расширяется.

Чем выше интенсивность удаления воздуха и больше отношение $\frac{Q_{вых.возд}}{Q_{воды}}$, тем круче кривая $Q_{вых.возд} = f(Q_{воды})$ и меньше $Q_{мин}$ и высота включения, а следовательно, лучше эксплуатационные свойства сифона.

Диапазон устойчивой работы удается увеличить почти до практически необходимого (90 - 95 %) путем устройства разновременного включения и выключения отдельных труб, если их в сифонной батарее $n = 2 - 4$ и более.

Разновременное включение устраивается с помощью расположения воздухоприемных отверстий или гребней труб на разных отметках.

Из всего сказанного ясно, что основным фактором, влияющим на эксплуатационные свойства (качество работы) сифона, является не столько величина сколько степень интенсивности удаления воздуха из трубы. Поэтому желательно знать для каждого типа сифона кривую зависимости $Q_{вых\ возд.} = f(Q_{воды})$ и поправку на напор. Теоретически определить эту зависимость с достаточной для практики точностью пока не возможно и надо определять опытным путем (рис. 9.I2).

В и б р а ц и я с и ф о н н ы х в о д о с б р о с о в. Основной причиной вибрации сифона является большое изменение давления за малый промежуток времени, резко и в большой области.

Вибрация, влекущая разрушение сооружения, нежелательные осадку его или амплитуду и частоту колебания, может возникнуть в следующих основных четырех случаях. Во-первых, при образовании кавитации на большой площади гребня сифона в верхнем изгибе или потолке в нижнем изгибе, когда движущаяся с большой скоростью струя в силу инерции периодически, на небольшой промежуток времени (долю секунды), отрывается от обтекаемой поверхности, вследствие чего образуется большое разряжение. При этом разряжении вода образует пары и они с большой скоростью заполняют разряженную область. От этого происходит сильный удар пара и воды в том же месте по поверхности сооружения. Местные неровности, вызывающие явления кавитации на маленьких площадях (нескольких квадратных сантиметрах), не приводят к нежелательной вибрации у железобетонных сифонов, вследствие их большой массы.

Во-вторых, при неудачной конструкции регулятора расхода, вызывающей большой градиент изменения давления и скорости движения воды и воздуха, т.е. такой конструкции, в которой большое изменение давления происходит на очень короткой длине, например, в воздухоприемнике, приведенном на рис. 9.9. Воздух через такой воздухоприемник при больших значениях разряжения поступает неравномерно, периодически (через I-3 с) захлебывается из-за пульсации расхода воды сифона и расхода удаляемого воздуха; пульсации вальцов воздуха и воды, образующихся из-за резких очертаний воздухоприемника, воздухопровода, регулятора расхода и пульсации уровня воды перед воздухоприемником.

В-третьих, при включении сифона, имеющего большой минимальный устойчивый расход $Q_{мин} \approx 0{,}7\, Q_{макс.}$ и низко расположенное горизонтальное щелевое отверстие воздухоприемника, когда расход удаляемого воздуха оказывается меньше поступающего через

Наименование сифонного водосброса	Данные исслед.	$h_з$, см	$d_{ств}$, см	b, см	Z, см	r, см	Наклон ствола	$m_{ств}$	Сжатие ствола	$Q_{пр}$, м³/с	№ типа сифона
Аккавакской ГЭС №1	М 1:20 нат.	10 12-14	130	160	1275	80	обрат.		пост.	21,0	1
Шаорихинской ГЭС №6	М 1:15 нат.	8 11	120	120	750		"		"	13,0	1
Кишпаусской ГЭС из напор. бассейна	нат.	13-16	110	200	775	60	"		"	20,7	1
Кишпаусской ГЭС из басс. суточного регул.	нат.	5-6	150-95	120	2360	50	обрат.		сужающ. (d=65) вп	12,5	2
Жуганской ГЭС	нат.	14-19	125	150	760	50	вертик.		пост.	15,0	3
Шароводского маг. канала с ускорит. включения	М 1:10 нат.	10-12 12-14	70	200	157	15	прямой	0,167	пост.	2,6	4
Дальневосточного НПЗ без ускор. вкл.	М 1:30 нат.	15	300-220	400	1170	80	прямой	0,167	сужающ.	100,0	6'
Джинакской М.С. №2 с ускор. вкл.	М 1:20 нат.	10	130	300	700	20	прямой	0,1	пост.	30,0	4
В-ще на р. Петровка без ускор. вкл.	М 1:15 нат.	30	D=142		750		"	1,3	пост.	11,5	4'
ГЭ на р. Большая Гладкая без ускор. вкл.	М 1:30 нат.	10	250-160	400	910	40	прямой	0,1	сужающ.	70,0	5'
Гисарского вод-ще с уск. вкл.	М 1:30 нат.	18	275-220	400	2900	50	"	0,1	суж.	100,0	5

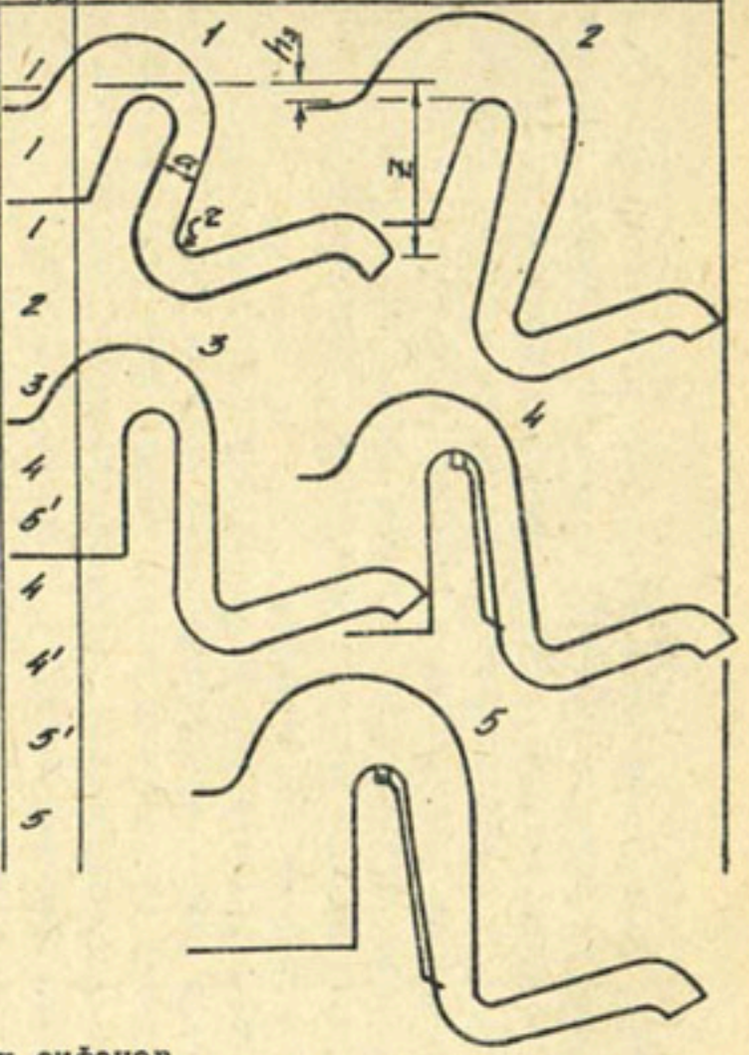


Рис. 9.12. Лабораторные и натурные данные о высоте зарядки сифонов

регулятор. Вследствие этого происходит резкое (от $\sim 0{,}5\,h_{вак.\,макс}$ до $h_{вак} = 0$) и на большую величину изменение давления, вызывающее резкое падение расхода сифона с большой величины до нуля, или почти до нуля в зависимости от превышения отметки включения над гребнем сифона. Появление в верхнем бьефе такого сифона лишнего расхода воды, меньшего по величине минимального устойчивого расхода, вызывает многократное включение и выключение его, сопровождающееся указанной вибрацией.

И наконец, при прорыве воздуха под входной кромкой сифона, вследствие малого заглубления ее и наличия бокового подхода воды к сифону или стесненного входа, вызывающего значительный спад уровня воды перед собой, когда прорвавшийся воздух резко меняет давление в сифоне и вызывает вибрацию сооружения.

Эксплуатация сифонов Шаариханской ГЭС № 6 и Аккавакской ГЭС № I показала, что опасных нежелательных явлений вибрации не происходит:

когда максимальная величина вакуума меньше допустимого значения, обеспечивающего протекание воды через сифон без кавитации;

если улучшена конструкция воздухоприемника (см.рис. 9.6): имеет плавный вход, обеспечивающий значительное уменьшение градиента скорости движения воды и воздуха и небольшой местный спад уровня воды перед собой, равный 2-3 см;

при большом диапазоне устойчивой работы, т.е. малом значении минимального устойчивого расхода $Q_{мин} = 0{,}2\ Q_{макс.сиф}$ и разновременном выключении всех труб, когда оно осуществляется при низком вакууме, а давление изменяется на малую величину;

при наличии значительного заглубления входной кромки сифона, а также плавного входа в сифон и прямого подхода воды к нему, обеспечивающих малый спад уровня воды перед сифоном.

З и м н и й р е ж и м. Возможные затруднения в эксплуатации сифона в зимнее время описаны в / 48, 49 /.

В Средней Азии наблюдения показали, что когда зарядный колодец сифона находится внутри трубы, т.е. за колодцем труба продолжается еще 5-I0 м, вода в колодце редко замерзает. Благодаря отсутствию движения холодного воздуха через невключенный сифон и выделению тепла бетонной трубы, вода в колодце замерзает не так быстро, как на открытом месте. При температуре воздуха ниже нуля рекомендуется отметку уровня воды верхнего бьефа понижать на 5-I0 см ниже низшего гребня для того, чтобы не допустить малых

переливов воды через гребень, происходящих от колебания уровня воды.

В сифонах, работающих в зимнее время, вход воды в воздухоприемную камеру устраивается ниже толщины промерзания воды, чем обеспечивается постоянное поступление ее в воздухоприемную камеру.

Отверстие для прохода воздуха в воздухоприемную камеру утепляется войлоком, наклонно подвешенным с внутренней стороны камеры / 63 /. Лаз в воздухоприемную камеру и смотровой лаз сифона также утепляются войлоком. При низких температурах воздуха рекомендуется обогрев электронагревательными приборами воздухоприемной камеры, а в период шугохода - решеток, расположенных перед воздухоприемной камерой.

В сифонах, имеющих выход в атмосферу через открытый зарядный колодец, предусмотрено устройство на выходе из сифона морозной шахты с утепленной крышкой и утепленным клапаном для выхода воздуха. Эту шахту в холодное время рекомендуется отапливать электронагревательными приборами. Зимние условия значительно усложняют эксплуатацию сифона и требуют как первоначальных, так и эксплуатационных затрат, а также непрерывного наблюдения.

Опыт эксплуатации сифонных водосбросов в Средней Азии показал, что коэффициент расхода μ не имеет первенствующего значения при выборе конструкции сифона, так как последний определяется режимом работы, его основным показателем - высотой зарядки, с помощью которой можно получить дополнительную емкость и значительный экономический эффект. Поэтому при малых и средних напорах привлекают внимание различные конструкции ускорителей включения, которые к тому же позволяют увеличить сечение и расход. С этой позиции сифоны с вертикальным и прямым наклоном ствола (рис.9.13) предпочтительнее сифонов с обратным наклоном.

Методические указания по проектированию сифонных водосбросов на различные расходы, напоры и режимы работы для различных условий изложены в / 63 /. В них приведены конструкции водоприемной камеры, регулятора расхода, ускорителя включения, лазов в сифон и в водоприемную камеру, а также рисунки ряда построенных сифонов и пример применения сифона и гидравлического расчета. Кроме того, там же приложена таблица лабораторных и натурных данных по значениям высоты зарядки $h_{нвв}$ в сифоне, разных конструкций, напоров и размеров поперечных сечений.

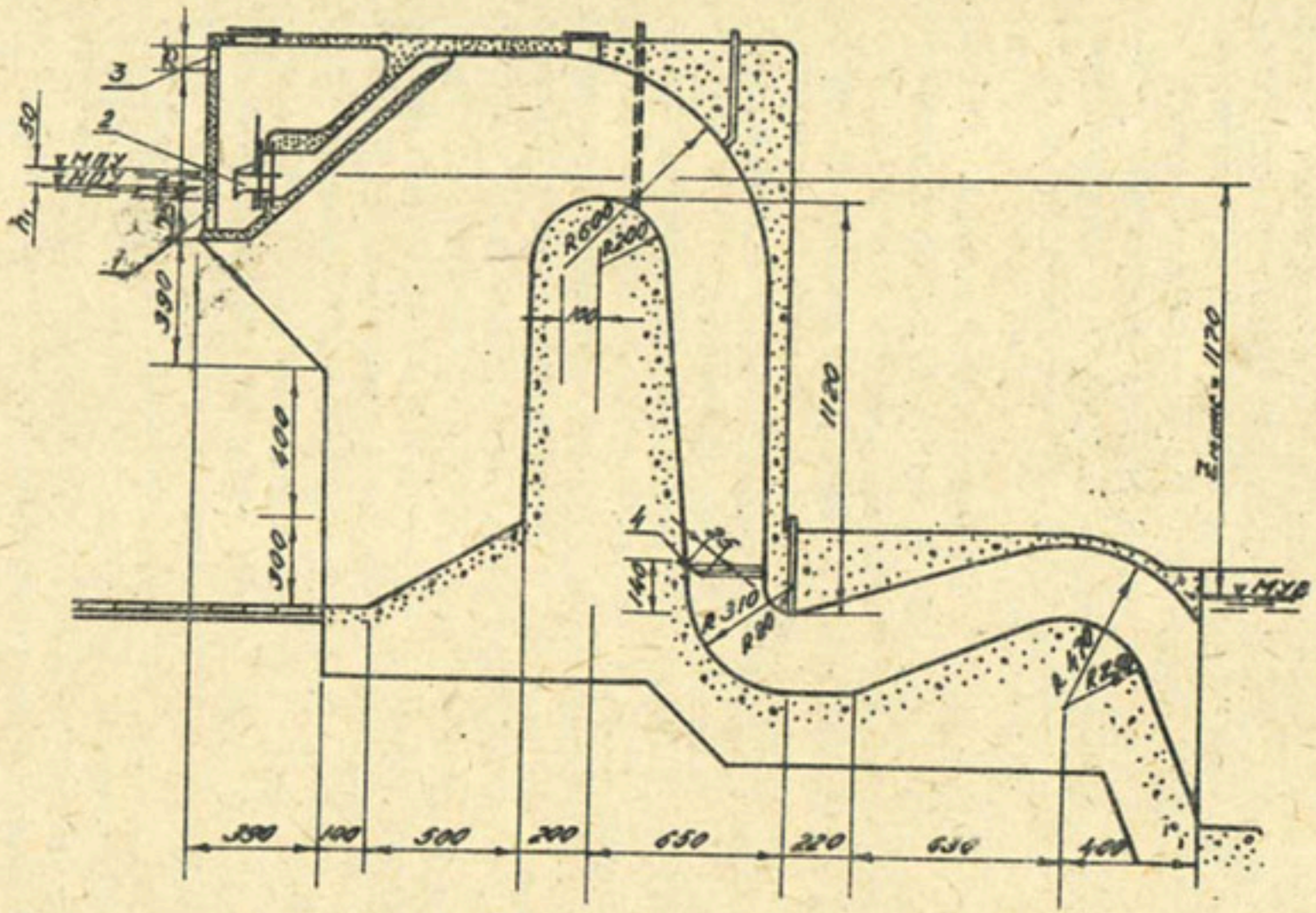


Рис. 9.I3. Сифонный водосброс на II50 м³/с при n = I2 трубах, $B_{тр}$ = 4,00 м, $a_{тр}$ = 2,30 м, $Q_{мин.}$ = 5,0 м³/с запроектирован ВСО Союзводоканалпроект.

I – зарешеченные 2 отверстия $h \times b$ = 0,75×I,0 м; 2 – два регулятора расхода $h \times b$ = 0,5×I,0 м; 3 – два отверстия воздуховода $h \times b$ = 0,75×I,2 м; 4 – откидной носок на всю ширину сифона с боковыми нишами

IO. УСЛОВИЯ НАДЕЖНОЙ РАБОТЫ МЕЛИОРАТИВНЫХ КАНАЛОВ

К элементам магистрального питания приплотинных оросительных систем относятся водохранилище, как источник орошения, и проводящие каналы (магистральный, межхозяйственный, хозяйственный) как средство доставки воды на поля. Режим работы оросительных систем представляет собой динамику расходов магистрального питания, которая устанавливается в результате сочетания во времени плановых режимов орошения земель. Но для всех элементов магистрального питания необходим комплекс мероприятий и условий работы, т.е. такой режим эксплуатации, который позволит соблюдать режим орошения в соответствии с планами водопользования. Таким образом, эффективность эксплуатации водохранилищ зависит от надежности работы мелиоративных каналов, которые по экономическим соображениям возводятся обычно в земляном русле. Для неукрепленных каналов надежная работа определяется соблюдением ряда условий.

Все оросительные каналы, осуществляющие водозабор из водохранилищ и рек, должны эффективно работать при поступлении в них как осветленного потока, так и потока с некоторым количеством наносов.

Для достижения этого очень важно при проектировании правильно выбрать формы сечения и оптимальные элементы для различных режимов эксплуатации каналов. Однако, принимаемое на практике условие неразмываемости оценивает только продольное воздействие потока на грунт, исходя из того, что прямолинейность потока обеспечивается при всех режимах работы канала, что не соответствует действительности.

Выбор неразмывающей скорости ведется по заданному грунту канала и глубине потока. Характеристики грунта однозначно задают условия для определения неразмывающей скорости. Глубина же назначается произвольно и обычно зависит от условий производства работ. Форма поперечного сечения затем назначается по отношению ширины канала по дну к заданной глубине наполнения. Принимается, что гидравлическая устойчивость потока в канале соблюдается при $\beta' = 10 - 12$ / 151, 152 /. При этом уклон водной поверхности определяется из формулы Шези путем произвольного назначения коэффициента шероховатости, который, как правило, завышен по сравнению с коэффициентом шероховатости для неразмываемого русла. За

счет этого повышаются сопротивление русла и уклон водной поверхности. Это приводит к тому, что при малых скоростях, которые обусловлены большими сопротивлениями, поток теряет плановую устойчивость. Его динамическая ось искривляется относительно геометрической оси канала, за счет чего происходит блуждание потока и размыв берега.

Поскольку нарушение гидравлической устойчивости вызывает продольные изменения потока относительно геометрической оси канала, эту устойчивость целесообразно именовать также продольной устойчивостью потока и русла. Наряду с блужданием потока нарушение устойчивости канала вызывается несоответствием поперечного размера русла ширине потока, отвечающей продольной устойчивости. Русло при этом стремится расшириться до устойчивой ширины, соответствующей кинематической структуре потока. Таким образом, плановая устойчивость канала включает продольную (гидравлическую) и поперечную устойчивость русла.

Наряду с блужданием потока нарушение устойчивости русла канала может вызываться и другими факторами, такими как ветровые и судовые волны, повороты канала в плане, просадки и усадки грунта, наличие сужений в створах мостовых переходов, быстрый режим опорожнения канала и т.п. Но эти факторы, как правило, вызывают локальные деформации, не приводящие к изменениям режима работы канала. Поэтому ниже будет рассматриваться только плановая устойчивость канала.

Режим эксплуатации оросительных каналов и коллекторно-дренажной сети влияет на формирование их элементов. Один и тот же канал на разных участках может иметь различные режимы эксплуатации, а соответственно, и неодинаковые гидравлические элементы, особенно в мелкопесчаных грунтах. Поэтому проектирование и реконструкция мелиоративных каналов должны выполняться с учетом всевозможных условий эксплуатации.

Отсутствие надежной классификации режимов эксплуатации каналов и методов определения их элементов, соответствующих режиму эксплуатации, привело к тому, что все каналы проектируются и строятся произвольно с различной степенью устойчивости. Так как в процессе эксплуатации возникают отклонения в работе каналов от заданных условий, то для поддержания их в необходимом состоянии, приходится выполнять различные мероприятия со значительными эксплуатационными затратами. Особо актуальна эта проблема для ка-

налов в мелкопесчаных грунтах.

Кроме отсутствия в применяемых методах взаимосвязи режима эксплуатации каналов с их элементами, имеется и еще один существенный недостаток. Заключается он в том, что параметры расчетных формул определены по данным каналов, дно которых песчаное, а берега сложены связными неразмываемыми грунтами. Выбранные по этим методам гидравлические элементы каналов для мелкопесчаных грунтов не могут соответствовать кинематической структуре потока, так как отражают частный случай.

Имеется еще один недостаток существующих методов, который заключается в том, что все рекомендации по расчету каналов относятся к устойчивому руслу, а результаты расчета по ним существенно отличаются друг от друга.

Далее, в расчетных формулах известных методов в скрытом виде заложена различная степень устойчивости русла. Известны параметры, которые могут ее характеризовать / 33 /. Но для большинства из них неизвестны числовые значения и виды устойчивости, которые они отражают.

Для нескольких видов устойчивости предложена только одна расчетная формула для определения параметров канала, что значительно снижает точность расчетов.

Следовательно, несмотря на большой вклад в развитие теории устойчивости и методов расчета устойчивых сечений неукрепленных русл каналов, который внесли советские / 9, IO, II, I6, 32, 33, 40, 4I, 45, 46, 5I-53, 59, 83, 97, I02, I53 и др. / и зарубежные ученые / 33, 43 /, разработка новых методов расчета элементов мелиоративных каналов с учетом режимов их эксплуатации имеет, несомненно, большое научное и народнохозяйственное значение. Такие методы расчетов позволят создать более совершенные мелиоративные системы с заранее заданными режимами эксплуатации.

II. КЛАССИФИКАЦИЯ И ОЦЕНКА РЕЖИМОВ ЭКСПЛУАТАЦИИ МЕЛИОРАТИВНЫХ КАНАЛОВ

В процессе эксплуатации неукрепленных мелиоративных каналов в результате воздействия потока на русло равновесие устанавливается тогда, когда элементы канала в полной мере соответствуют той кинематической структуре потока, которая отвечает заданной степени устойчивости русла.

Различная устойчивость русла определяет характер движения наносов и их количество, положение потока и русла в плане, степень воздействия потока на дно и берега русла и в целом характеризуют различные режимы эксплуатации каналов.

Для мелиоративных каналов целесообразно различать следующие четыре режима эксплуатации.

Статически устойчивый режим характеризуется отсутствием движения песчаных наносов, слагающих русло. Достигается при скорости потока, соответствующей неразмывающей.

Квазидинамический режим отражает переход от статической к динамической устойчивости. Характеризуется началом возникновения донных образований в виде мелких и крупных рифелей и подготовкой потока к транспорту всех частиц донных наносов. Береговые деформации отсутствуют.

Динамически устойчивый режим подразделяется на два вида.

Динамически устойчивый режим прямолинейного русла соответствует гидравлическим элементам, при которых в русле канала транспортируется определенное количество донных наносов в виде крупных рифелей и мелких гряд, сохраняя прямолинейность потока в плане. Береговые деформации отсутствуют.

Динамически устойчивый режим извилистого русла из несвязных грунтов соответствует гидравлическим элементам, при которых поток в плане принимает криволинейную устойчивую форму, транспортируя также определенное количество донных наносов в виде первичных искривленных в плане гряд. При прямолинейности русла в плане возникнут береговые деформации в шахматном порядке, за счет чего будет формироваться криволинейное в плане русло.

Отметим, что, если берега сложены из связных грунтов, то прямолинейность такого русла сохраняется только за счет неразмываемости берегов, хотя динамическая ось потока будет искривлена относительно геометрической оси канала. Аналогичен ленточно-грядовому типу руслового процесса.

Неустойчивый режим характеризуется изменением планового положения потока в несвязных грунтах. Если берега сложены связными грунтами, а дно несвязными, то при прямолинейности русла искривленная динамическая ось потока меняет местоположение в плане. Аналогичен побочневому типу руслового процесса.

Устойчивость частиц донных наносов определяет устойчивость русла, поэтому для их оценки разные исследователи используют один и тот же критерий / 33, 98 /. Для оценки устойчивости русла В.М.Лохтин предложил критерий d/J, видоизмененный М.М.Гришиным как d/HJ. В таком виде для оценки устойчивости русла его использовали И.И.Леви, Н.И.Маккавеев, М.А.Великанов, М.А.Мостков и др.

Критерий Шильдса $HJ/d\left(\frac{\gamma_н}{\gamma}-1\right)$ характеризует устойчивость частиц, так как выражает соотношение действующих на частицу сдвигающих и удерживающих сил. Но по существу, он представляет собой обратную величину d/HJ и, оценивая степень подвижности руслоформирующих наносов, определяет их количество в потоке. Поэтому он выражает степень устойчивости русла. Известно, что в зависимости от количества и характера движения руслоформирующих наносов различаются типы руслового процесса в реках.

Для оценки режима работы мелиоративных каналов нами использован параметр Шильдса, который для удобства пользования увеличен в $\left(\frac{\gamma_н}{\gamma}-1\right)$ раз, т.е. $HJ=f(d)$. Из него можно записать

$$HJ=\varphi d\,. \qquad (II.1)$$

В литературе известны значения φ, отвечающие различному состоянию частиц и русла. В частности, для статической устойчивости, по В.Н.Гончарову / 28, с. 289 / $\varphi_0=0{,}06$. По И.В.Егиазарову, Б.А.Фидману для предельного равновесия частиц $\varphi_0=0{,}10$. Для начала подвижности наносов, по Г.И.Шамову, $\varphi_0=0{,}13$ / 98, с. 48 /, по Н.З.Абрамову / 98, с. 48 /, $\varphi=0{,}20$ отвечает началу массового (установившегося) движения частиц.

В.С.Кнороз / 70, с. 67 / оценивает статическую устойчивость коэффициентом a, который связан с φ_0 следующей зависимостью

$$a=\frac{v_{0*}}{\sqrt{\rho' g d}}=\frac{\sqrt{\varphi_0}}{\sqrt{\rho'}}\,. \qquad (II.2)$$

По графику $a=f(Re_*=v_{0*}\cdot d/\nu)$, согласно которому для значения $Re_*>23$ ($d>1$ мм), В.С.Кнороз принял значение $a=$

$= 0,162 = const$. Это дает $\varphi_0 = 0,043$, хотя по опытным данным для $d_{ср} = 0,94 - 18,4$ мм значение φ_0 возрастает с 0,0455 до 0,0616. С уменьшением размера частиц с 0,94 до 0,164 мм φ_0 изменяется от 0,0455 до 0,116. Имеющиеся данные группируются около значений $\varphi_0 = 0,05$ и $\varphi_0 = 0,074$, не превышая $\varphi_0 = 0,10$.

Примем $\varphi_0 = 0,074$ для режима статической устойчивости, а предельной - $\varphi_0 = 0,10$.

Для того, чтобы выяснить как изменяется φ для динамически устойчивых режимов, в САНИИРИ были проведены специальные лабораторные исследования на песчаных моделях со средним диаметром частиц 0,22 и 0,23 мм и расходом воды 6 - 70 л/с. Полученные данные подтвердили значения, что $\varphi_0 = 0,13$ соответствует началу подвижки, а $\varphi_0 = 0,20$ - началу массового движения. Кроме того, при $\varphi = 0,42$ русло сохраняет прямолинейность, а далее при $\varphi > 0,42$ - принимает криволинейное очертание в плане. По данным Р.Р.Абдураупова, для $d_{ср} = 0,33$-$0,34$ мм русло сохраняло прямолинейность при $\varphi = 0,42$.

Специальными лабораторными исследованиями в САНИИРИ на крупномасштабной песчаной модели ($Q = 0,206$ м^3/с) с $d_{ср} = 0,17$ мм, отображающей крупный канал с $\varphi = 0,42$, установлено, что 220 ч работы модели не повлияли на прямолинейность русла в плане. Когда на этой модели было отображено русло канала с $\varphi = 0,63$, оно существенно деформировалось, стремясь к криволинейному очертанию в плане.

И в полевых исследованиях САНИИРИ на Кзылкумском канале Чимкентской области (ПК 110) русло с донными наносами $d_{ср} = 0,20$ мм сохранило прямолинейность в плане при $\varphi = 0,42$ в течение 12 лет эксплуатации. На вышележащих участках того же канала (ПК30-ПК40 и ПК60-ПК70) при аналогичных геологических условиях, но $\varphi > 0,42$, оно деформировалось в плане, и динамическая ось канала искривилась относительно его геометрической оси.

Таким образом, данные для русл с мелкопесчаными наносами крупностью $d_{ср} = 0,17 - 0,34$ мм подтверждают выражение (II.I) с постоянным значением $\varphi = 0,42$, которое можно принять как предел динамически устойчивого режима прямолинейного русла.

Каракумский канал с $\varphi = 2,2$ по проекту на 31 км в процессе эксплуатации стремился к устойчивому положению русла и оно деформировалось. Наименьшее значение φ на этом участке 1,05. На 210 км этот канал имел $\varphi > 1,0$. В процессе эксплуатации оно уменьшилось до $\varphi = 1,0$. На 284 км русло канала считается устой-

чивым, хотя и имеются участки с криволинейным очертанием, где наибольшее φ = I,0. В процессе эксплуатации начальное значение φ = I,0 уменьшилось до φ = 0,5.

Аналогичные сведения имеются и по рекам. Так, например, река Сырдарья на участке г/п Каль имеет криволинейное очертание в плане, считается устойчивой и максимальное значение φ = I,0.

Таким образом, с достаточной для практических целей точностью можно принять, что φ = I,0 отвечает пределу динамической устойчивости извилистого русла.

Развитие криволинейного в плане русла происходит постепенно. Так, по опытным данным, при φ = 0,48 - 0,50 по длине русла в шахматном порядке появляются небольшие вымоины берега, которые в дальнейшем сохраняются неизменными. Затем, по мере увеличения φ деформация берега постепенно возрастает, останавливаясь,каждый раз достигнув определенной величины в соответствии с заданным φ. Устойчивое криволинейное русло сформируется при φ = I,0.

Значению $\varphi >$ I,0 отвечает зона неустойчивых русл, например Амударьи.

Таким образом, при статически устойчивом режиме русло статического равновесия имеет φ_0 = 0,074, предельного - φ_0 = 0,I0. Квазидинамический режим характеризуется началом подвижки наносов при φ_0 = 0,I3, началом их массового движения при φ = 0,20.

Динамически устойчивый режим для прямолинейного русла наблюдается при φ = 0,20 - 0,42, извилистого - φ = 0,4I - I,0, а неустойчивый режим - при $\varphi >$ I,0.

Принятый нами для оценки режимов работы каналов параметр φ можно представить в виде

$$\varphi = \frac{HJ}{d} = \frac{v_*^2}{gd} \quad . \qquad (II.3)$$

Его обратная величина в виде gd/v_*^2 рекомендовалась ранее для оценки устойчивости русла разными исследователями.

Приведенные виды устойчивости для различных режимов работы каналов характеризуют продольную устойчивость русла, так как отражают устойчивое или неустойчивое положение потока вдоль геометрической оси канала. Только параметра φ для оценки плановой устойчивости канала недостаточно: каждому значению φ должна соответствовать конкретная ширина русла канала. Н.А.Ржаницыным / II7, с. I48 / предложен комплексный параметр устойчивости русла

$$y = \frac{dB}{H^2 J} = \frac{d}{HJ} \cdot \frac{B}{H} \quad , \qquad (II.4)$$

учитывающий продольную и поперечную устойчивость совместно, что для практических целей малоудобно, так как при наличии плановых деформаций канала невозможно установить какая из видов устойчивости нарушена.

В нашем случае мы будем рассматривать каждую устойчивость отдельно , установив в последующем их связь.

Под поперечной устойчивостью русла мы понимаем такую устойчивую ширину по урезу воды, соответствующую заданному φ , при которой отсутствует поперечное расширение сечения. Существует мнение / 45 /, что устойчивая ширина по существующим формулам обеспечивает плановую прямолинейную устойчивость русла. По нашим данным в известных формулах ширина русла не увязана с гидравлической устойчивостью, так как коэффициент шероховатости назначается произвольно, а это завышает уклон водной поверхности и приводит к потере продольной устойчивости и блужданию потока в плане при устойчивой ширине.

Проектирование русл может выполняться для разных φ с различной шириной. Поэтому очень важно знать зависимость между шириной русла и расходом воды при различных режимах эксплуатации каналов.

А.В.Троицкий для расчета ширины по урезу воды и средней глубины канала предложил следующие формулы / 153, с. 43 /:

$$B \cong \chi = \left(n \chi_0^{\frac{3+2y}{2}}\right)^{\frac{2}{5+2y}} \left(\frac{Q}{\sqrt{J}}\right)^{\frac{2}{5+2y}} , \qquad (II.5)$$

$$R \cong H = \left(\frac{n}{\chi_0}\right)^{\frac{2}{5+2y}} \left(\frac{Q}{\sqrt{J}}\right)^{\frac{2}{5+2y}} . \qquad (II.6)$$

В этих формулах при $y = 1/6$, $y = 1/5$ и $y = 1/4$ показатель степени при модуле расхода воды принимает значения 0,375, 0,371 и 0,365. Приняв среднее значение 0,37, формулу (II,5) запишем в виде

$$B = K'_{пр} \frac{Q^{0,37}}{J^{0,185}} , \qquad (II.7)$$

где

$$K'_{пр} = \left(n \chi_0^{\frac{3+2y}{2}}\right)^{\frac{2}{5+2y}} .$$

В целях удобства расчета и сопоставления (II.7) с другими зависимостями, показатель степени при уклоне примем равным 0,2

вместо 0,185. Тогда (II.7) примет вид

$$B = K_{пр} \frac{Q^{0,37}}{J^{0,20}} . \qquad (II.8)$$

В литературе известны формулы близкие по структуре к выражению (II.8).

С.Т.Алтунин / 6, с. 28 / по данным натурных исследований предлагает для русл рек формулу вида

$$B = A \frac{Q^{0,5}}{J^{0,2}} \qquad (II.9)$$

М.С.Вызго / 25 / для расчета каналов предложил зависимости

$$B = K_B \left(\frac{Q}{\sqrt{J}}\right)^{\frac{1}{2,5+y}} \qquad (II.10)$$

$$H = K_H \left(\frac{Q}{\sqrt{J}}\right)^{\frac{1}{2,5+y}} , \qquad (II.11)$$

где K_B , K_H – коэффициенты, зависящие от формы поперечного сечения.

Зависимость (II.10) и (II.11) аналогичны формулам (II.5) и (II.6) и имеют одинаковый показатель степени при модуле расхода воды. Близкие по структуре зависимости к приведенным формулам предложены И.А.Кузьминым и Л.И.Викуловой, О.А.Каюмовым, Ю.Г.Иваненко, И.И.Классен и др. Их можно записать в общем виде так:

$$B = K_1 \left(\frac{Q}{\sqrt{J}}\right)^{0,4} \qquad (II.12)$$

$$H = K_2 \left(\frac{Q}{\sqrt{J}}\right)^{0,4} \qquad (II.13)$$

В литературе существует много примеров, подтверждающих структуру формулы (II.8), которая в представленном виде содержит размерный коэффициент пропорциональности, что не следует считать ее недостатком.

В формуле (II.8) неизвестным является $K_{пр}$, который по аналогии с формулами (II.5) и (II.6), (II.10) и (II.11) зависит от формы русла, а следовательно, и от параметра φ , так как чем больше φ , тем больше наносов транспортируется потоком, что при-

водит к изменению формы сечения.

На рис. II.I,А приводится график $K_{пр} = f(\varphi)$, построенный по данным натурных исследований каналов и р. Сырдарьи. Из него

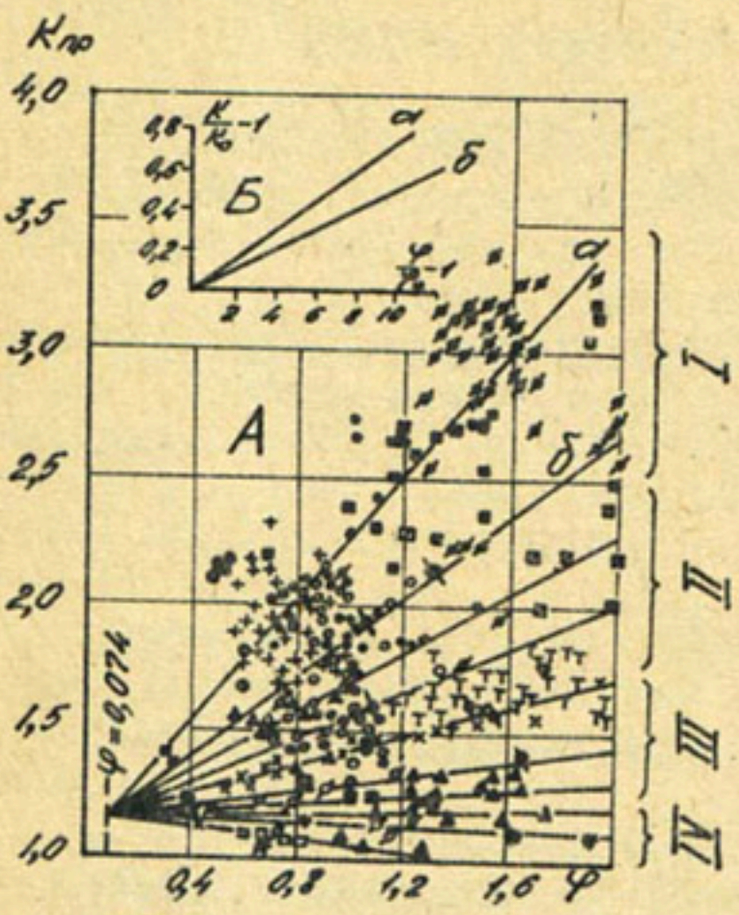


Рис. II.I. График изменения коэффициента пропорциональности в формуле для расчета ширины русла в зависимости от параметра продольной устойчивости по данным натурных исследований каналов и р. Сырдарьи: Каракумский канал: Г - 2I0км, + - 284 км; о - 256 км, ● - 295 км, Δ - Кызкеткен I953г. (ПК I8+50 - ПК 30), × - Кызкеткен I953 г. (ПК 6+80 - ПК I8+50, ПК 68+65 - ПК I76, ПК I58+50 - ПК I63+65), □ - Кегейли I953 г. (ПК I77- - ПК I90), ◇ - Кегейли, I976г., ◇ - Кызкеткен I976 г., ■ - Кызылкумский I978 г. (ПК 70), ▲ - Параллельный им. В.И.Ленина I976 г., Ф - канал им. В.И.Ленина I976 г., * - Кзылординский ЛМК; Сырдарья: ■ - г/п Каль, ◇ - г/п Надежденский, ◇ - г/п Кокбулак.

I - песчаный грунт; П - супесь; Ш - суглинок; IУ - глины; а - K_{max} ; б - K_{min} ; Б - безразмерный график, построенный по данным графика А

видно, что имеющиеся данные группируются около соответствующих линий для различных грунтов. Из всех линий только две а и б (А) отвечают условиям русл, у которых и берега и дно сложены песчаными грунтами. Остальные линии, располагающиеся ниже, относятся к каналам, берега которых сложены глинами, суглинками и супесями, а дно - песчаное.

Для этих двух линий (а) и (б), относящихся к каналам и к Сырдарье с сечением из песчаного грунта, можно записать уравнения

$$(K_{пр})_{min} = 1,09 + 0,79\,\varphi \quad \text{и} \qquad (II.I4)$$

$$(K_{пр})_{max} = 1,06 + 1,21\,\varphi\,. \qquad (II.I5)$$

Линии (а) и (б) представлены и в безразмерном виде на графике (рис. II.I, Б), из которого

$$K_{пр} = 1{,}15\left[1+K\left(\frac{\varphi}{\varphi_0}-1\right)\right], \qquad (II.I6)$$

где K_{min} = 0,05I; K_{max} = 0,078.

Тогда (II.8) перепишется

$$B_{min} = 1{,}15\left[1+0{,}051\left(\frac{\varphi}{\varphi_0}-1\right)\right]\frac{Q^{0,37}}{J^{0,20}} \qquad (II.I7)$$

$$B_{max} = 1{,}15\left[1+0{,}078\left(\frac{\varphi}{\varphi_0}-1\right)\right]\frac{Q^{0,37}}{J^{0,20}}. \qquad (II.I8)$$

Таким образом,(II.I7) и (II.I8) для расчета устойчивой ширины канала в мелкопесчаных грунтах в отличие от ранее известных выражают взаимосвязь поперечной устойчивости русла с режимами эксплуатации каналов.

При расчетах ширины каналов, сложенных связными грунтами, можно пользоваться формулой для песчаных грунтов, задаваясь в ней увеличенными против песчаных грунтов значениями φ. Такая ширина канала будет соответствовать устойчивой кинематической структуре потока. Но при этом создаются повышенные условия устойчивости в зоне откосов канала, а чем шире канал, тем больше площадь отчуждений и потери воды на испарение. Поэтому при расчетах элементов канала необходимо учитывать и вид грунтов берега и дна.

В общем виде формулу для расчета ширины канала по урезу воды при различных грунтах можно записать в следующем виде:

$$B = 1{,}15\left[1+K_г\left(\frac{\varphi}{\varphi_0}-1\right)\right]\frac{Q^{0,37}}{J^{0,20}} \qquad (II.I9)$$

где $K_г$ – коэффициент пропорциональности для песчаных грунтов равен 0,078 – 0,05I, берега супесчаные, дно песчаное – 0,05I – 0,0I9, берега суглинистые, глинистые при песчаном дне – 0,0I9 – 0.

На рис. II.2 приводится график $K_{пр} = f(\varphi)$, построенный по данным гидрологических ежегодников для рек горно-предгорной зоны с галечниково-гравелистыми грунтами. Из графика видно, что $K_{пр}$ падает с уменьшением φ от I,0 до 0,I5, при φ = 0,I5 – 0,074 он несколько увеличивается, а для $\varphi < 0{,}074$ резко возрастает.

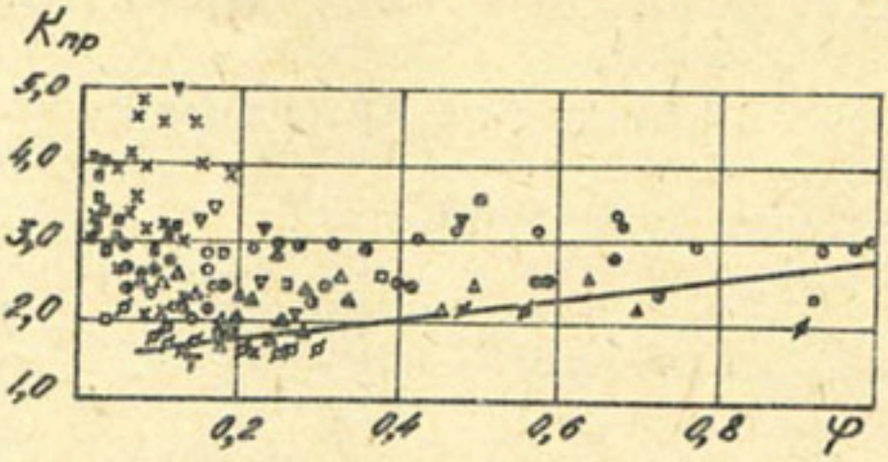


Рис. II.2. График $K_{пр} = f(\varphi)$ по данным натурных исследований и данным гидрологических ежегодников для рек с галечниково-гравелистыми наносами:

▲ – р. Сох (н/б Сарыкурганского гидроузла по исследованиям Р.В.Тимировой); ● – Нарын (Учкурган); △ – р. Чаткал (выше устья р. Худайдодсай – I965, 66, 67 гг.) – влекомые; ○ – р. Пскем (с. Муллала – I965, 66 гг.) – влекомые; ● – р. Аксу (с. Подгорное – I967 г., донные отложения); ▽ – р. Сайрам (с. Блинково, донные отложения); ▼ – р. Ашилган (клх. Майдантал, донные отложения); × – р. Карадарья (с. Кампыррават); ⌀ – р. Сох (к. Сарыканда, I955 г.); ⌀ – р. Асса (ст. Маймак); □ – р. Чу (с. Таш-Уткуль); ■ – р. Сырдарья (г. Беговат); ⊤ – р. Чирчик (с. Хаджикент); —— – расчет по предлагаемой формуле

Такое изменение $K_{пр}$ при $\varphi < 0{,}15$ объясняется тем, что имеющиеся гидравлические элементы русла, использованные для вычисления $K_{пр}$, соответствуют расходам воды, ниже руслоформирующих. Созданная большим расходом ширина сохранилась практически неизменной в области малых значений φ, за счет чего $K_{пр}$ резко увеличивается. Поэтому на графике проведена сплошная линия с таким расчетом, чтобы охватить в основном точки с наименьшими значениями $K_{пр}$, для которых можно считать, что расходы воды близки к руслоформирующим. Уравнение этой прямой $K_{пр} = 1{,}5 + 1{,}3\varphi$. Или из графика $K_{пр} = f(\varphi)$, представленного в безразмерном виде

$$K_{пр} = K_0' \left[1 + 0{,}0604 \left(\frac{\varphi}{\varphi_0} - 1\right)\right] . \qquad (II.20)$$

Тогда (II.8) для галечниково-гравелистых грунтов запишется в виде

$$B = K_0' \left[1 + 0{,}0604 \left(\frac{\varphi}{\varphi_0} - 1\right)\right] \frac{Q^{0{,}37}}{J^{0{,}20}} , \qquad (II.21)$$

где $K_0' = 1{,}596$.

По структуре выражение (II.2I) аналогично (II.I7) и (II.I8), отличается от них лишь коэффициентом пропорциональности и характеризует взаимосвязь поперечной устойчивости русла с режимами эксплуатации каналов.

Продольная и поперечная устойчивости каналов и их пропускная способность зависят от коэффициента Шези C, определению которого посвящены работы И.И.Агроскина и Д.В.Штеренлихта / 4 /, Г.В.Железнякова / 40, 4I /, А.А.Кадырова / 52 / и др.

Большинство формул выражает C в зависимости от гидравлического радиуса R (средней глубины H) и коэффициента шероховатости n. Его определение представляет значительные трудности, так как нет достаточно надежных показателей для выбора n в каждом конкретном случае.

Известно, что для течений с развитой турбулентностью значение коэффициента Шези можно представить в общем виде / 98 /:

$$C = m_0 \sqrt{g} \left(\frac{R}{\Delta}\right)^y , \qquad (II.22)$$

где Δ - высота выступа шероховатости, m_0-безразмерный параметр.

Н.Н.Павловский, приняв $$\frac{m_0 \sqrt{g}}{\Delta^y} = \frac{1}{n} , \qquad (II.23)$$

получил $$C = \frac{1}{n} R^y , \qquad (II.24)$$

из которой как частный случай при y = I/6 получается формула Маннинга $$C = \frac{1}{n} R^{1/6} . \qquad (II.25)$$

Из (II.23) можно записать $$n = \frac{\Delta^y}{m_0 \sqrt{g}} = K_y \Delta^y . \qquad (II.26)$$

По М.А.Мосткову / 98, с. 42 /, при y = I/6 и m_0 = 6,5

$$n = 0{,}049\ \Delta^{1/6} , \qquad (II.27)$$

по Форхгеймеру, $$n = 0{,}06\ \Delta^{1/5} , \qquad (II.28)$$

по В.Н.Гончарову, $$n = 0{,}044\ \Delta_1^{1/6} , \qquad (II.29)$$

где $\Delta_1 = 0{,}7\, D_{5\%}$; $D_{5\%}$ - наибольший размер камней, содержание которых в общем составе наносов составляет 5 % (по массе).

Приведенные формулы показывают, что коэффициент шероховатости оценивает физическое состояние русла, которое характеризуется выступом шероховатости. Если значение n определять из формулы (II.25), в которой C вычислено по натурным данным, то коэффициент шероховатости, кроме физического состояния русла, учитывает и другие виды сопротивления движению потока. Отсутствие взаимосвязи выступа шероховатости с размером морфологических образований исключает применение формул (II.27), (II.28), (II.29) для русл динамического равновесия.

Известны формулы, в которых n выражено в зависимости от крупности наносов, слагающих русло и их применение также ограничено руслами статического равновесия. По Штриклеру

$$n_0 = 0{,}0475\, d_{ср}^{1/6}. \qquad \text{(II.30)}$$

О.Брайен рекомендует формулу $n_0 = 0{,}0597\, d_{ср}^{1/6} \cong 0{,}06 d_{ср}^{1/6}$. (II.3I)

Чанг предложил зависимость $n_0 = 0{,}0524\, d_{ср}^{1/6}$. (II.32)

Из них наиболее признана (II.32), хотя она и не имеет особых преимуществ перед другими зависимостями. По-видимому, (II.32) принята из тех соображений, что результаты расчета по ней дают среднее значение из формул (II.30) и (II.3I).

Сохраняя существующие традиции в качестве основной формулы рекомендуем (II.32). Но для расчетов можно использовать и выражение (II.3I). При этом коэффициент шероховатости по сравнению со значением n_0 по формуле (II.32) в I,I45 раза, т.е. на I4,5 % увеличивается.

С.Г.Чекулаев экспериментально получил формулу / 83, с. I8 /

$$n = 0{,}0254\, d_{ср}^{0{,}109} \qquad \text{(II.33)}$$

для русла с предельной устойчивостью, при отсутствии движения наносов.

В реальных каналах и руслах рек происходит движение донных наносов, и дно покрыто морфологическими образованиями (рифели, гряды), форма и размер которых зависят от количества наносов. В этом случае коэффициент шероховатости отличается от значений по приведенным формулам. Его значения должны быть вполне определенными для каждого типа продольной устойчивости, характеризуемого

параметром φ . Чем больше φ по сравнению с $\varphi_0 = 0{,}074$, отвечающим статической устойчивости, тем больше транспортируется руслоформирующих наносов. Они изменяют форму и увеличивают размер гряд и тем самым повышают коэффициент шероховатости по сравнению с n_0 в русле статического равновесия.

На рис. II.3 приводится безразмерный график изменения коэффициента шероховатости в зависимости от параметра φ / φ_0 , который построен по данным натурных исследований каналов с мелкопесчаными грунтами, а также по данным гидрологических ежегодников для Сырдарьи.

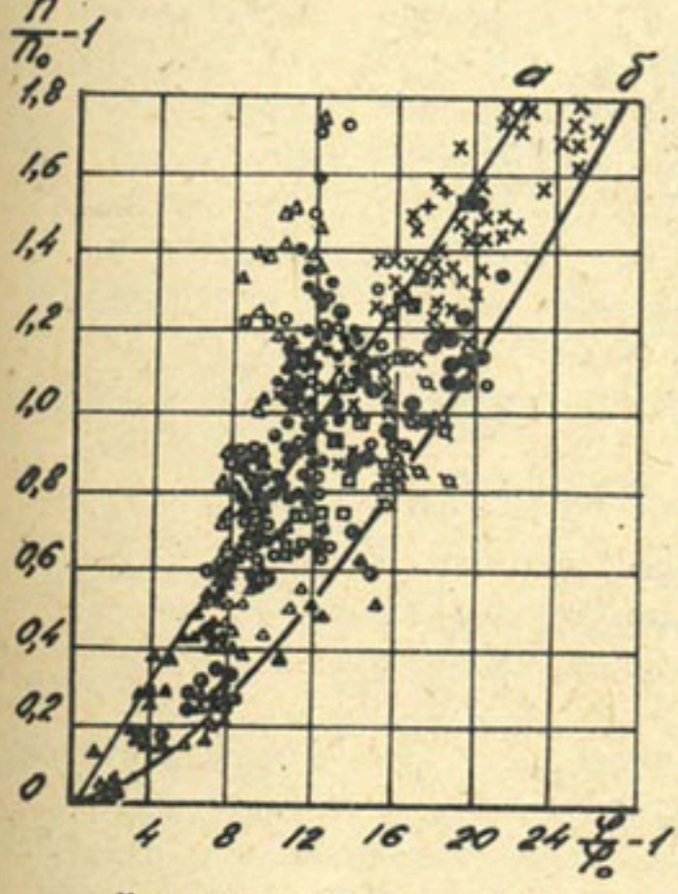


Рис. II.3. График зависимости $n/n_0 = f(\varphi/\varphi_0)$ по данным натурных исследований каналов в мелкопесчаных грунтах:
Каракумский: ○ – 295 км, ● – 256 км, △ – 284 км, × – 210 км, ◌ – 31 км.
◑ – Амубухарский; □ – Кызылкумский; ▣ – Кызкеткен (1976г.); ⧈ – Кегейли (1976 г.).
Сырдарья: ▲ – Каль (1955, 1956, 1957 гг.); ⊕ – Надежденский (1955 г.).
а – n_{max} ; б – n_{min}

Как видно из рис. II.3, имеющиеся данные дают некоторый разброс точек, зависящий от ряда факторов, из которых главным является режим работы канала. При спаде расходов высота гряд увеличивается, и коэффициент шероховатости несколько возрастает. При пропуске форсированных расходов происходит некоторое стирание гряд, и коэффициент шероховатости уменьшается.

Имеющиеся на графике рис. II.3 наибольшие отклонения натурных точек от линии a объясняются созданием искусственной шероховатости земснарядами в период расширения русла Каракумского канала. После непродолжительной эксплуатации коэффициент шероховатости снизился до значений, отвечающих линии a .

Согласно графику рис. II.3, изменение n, можно представить в виде двух линий:

прямой a, соответствующей наибольшим значениям

$$n_{max} = n_0 \left[1 + 0{,}083 \left(\frac{\varphi}{\varphi_0} - 1\right)\right], \qquad (II.34)$$

и кривой $б$, описывающей наименьшие значения коэффициента шероховатости

$$n_{min} = n_0 \left[1 + 0{,}0127 \left(\frac{\varphi}{\varphi_0} - 1\right)^{1,5}\right]. \qquad (II.35)$$

Значения n по приведенным формулам определяются в зависимости от условий устойчивости характеризуемых параметров φ. Так, по формуле (II.34) при $\varphi = 0{,}42$ (режим динамической устойчивости прямолинейного русла) и $n_0 = 0{,}013$ коэффициент шероховатости $n_{max} = 0{,}018$, а по формуле (II.35) $n_{min} = 0{,}014$. Если использовать формулу (II.32), то $n_0 = 0{,}015$. Тогда по формулам (II.34) и (II.35) коэффициент шероховатости будет равен $n_{max} = 0{,}0206$, $n_{min} = 0{,}016$, а среднее значение из них $n_{ср} = 0{,}018$.

Отметим, что при $\varphi = 0{,}42$ движение донных наносов происходит в виде крупных рифелей.

Формулы (II.34) и (II.35) рекомендуется использовать при $\varphi \leqslant 2{,}0$ ($\varphi / \%$ - I = 26), которое является наибольшим на графике рис. II.3. Область использования рекомендуемых зависимостей может быть расширена после получения дополнительных данных натурных исследований каналов с $\varphi > 2{,}0$.

В работе / I58, с. 82 / в зависимости от типа канала рекомендуется некоторый диапазон значений n. В частности, для земляных каналов, разработанных экскаватором и землечерпалками, однородных и прямолинейных в плане рекомендуется минимальное значение n - 0,016, нормальное - 0,018, максимальное - 0,020. Приведенные значения n совпадают с нашими рекомендациями по формулам (II.34) и (II.35) при $n_0 = 0{,}015$ по выражению (II.31). При проектировании каналов коэффициент шероховатости принимают по СНиП-II-52-74 (М., 1975), согласно которым для мелкопесчаных грунтов $n = 0{,}020$.

В проекте Каракумского канала по участкам трассы принято $n = 0{,}0225 - 0{,}0275$. Но в процессе эксплуатации канал подвергся плановой деформации. Отсюда ясно, что полученный по натурным данным и принятый в СНиП-II-52-74 коэффициент шероховатости $n = 0{,}020$

соответствует максимальному значению n при интенсивном движении донных наносов и относится к пределу динамической устойчивости прямолинейного русла.

Если назначать коэффициент шероховатости произвольно, то тем самым будет предопределен вид продольной устойчивости, который может быть нежелателен, и канал в процессе эксплуатации может подвергнуться плановой деформации.

Использование в расчетах коэффициента шероховатости $n>0{,}020$ независимо от создаваемых условий устойчивости для целого ряда существующих каналов, берега которых сложены глинистыми и суглинистыми грунтами, практически оправдывалось тем, что каналы в плане являются устойчивыми только за счет неразмываемости берегов и допускают большие скорости, хотя динамическая ось потока в них искривлена относительно геометрической оси канала.

При проектировании каналов в мелкопесчаных грунтах назначать n произвольно нельзя, его следует определять по рекомендуемым формулам в зависимости от режима эксплуатации. Отметим, что рекомендуемый в СНиП $n = 0{,}020$ иногда применяют для расчета русел статического равновесия, что не соответствует действительности.

При расчетах каналов можно использовать n_{min} по формуле (II.35), но при этом необходимо установить возможный подъем уровня воды в канале в предположении, что коэффициент шероховатости примет значение n_{max}. О возможности создания в канале шероховатости, отвечающей n_{max}, убедительно свидетельствует график $n = f(\varphi)$ (см. рис. II.3).

Указанная проверка подъема уровня необходима при определении запаса в дамбах и для уточнения условий обеспечения пропускной способности перегораживающих и головных сооружений. Если в расчет принимается n_{max}, то указанная проверка не выполняется.

Рассмотрим как изменяется коэффициент шероховатости для русл с крупными наносами.

На рис. II.4 приводится график $n = f(\varphi)$, построенный по данным гидрологических ежегодников для рек горно-предгорной зоны с галечниково-гравелистыми грунтами. Согласно рис. II.7 можно написать

$$n = n_0\left[1+0{,}16\left(\frac{\varphi}{\varphi_0}-1\right)^{0{,}54}\right]. \qquad (II.36)$$

Его рекомендуется использовать при $\varphi \leq 2{,}2$. Как видно из представленных данных, для рек с галечниково-гравелистыми наносами коэффициент шероховатости, как и для русл с мелкопесчаными нано-

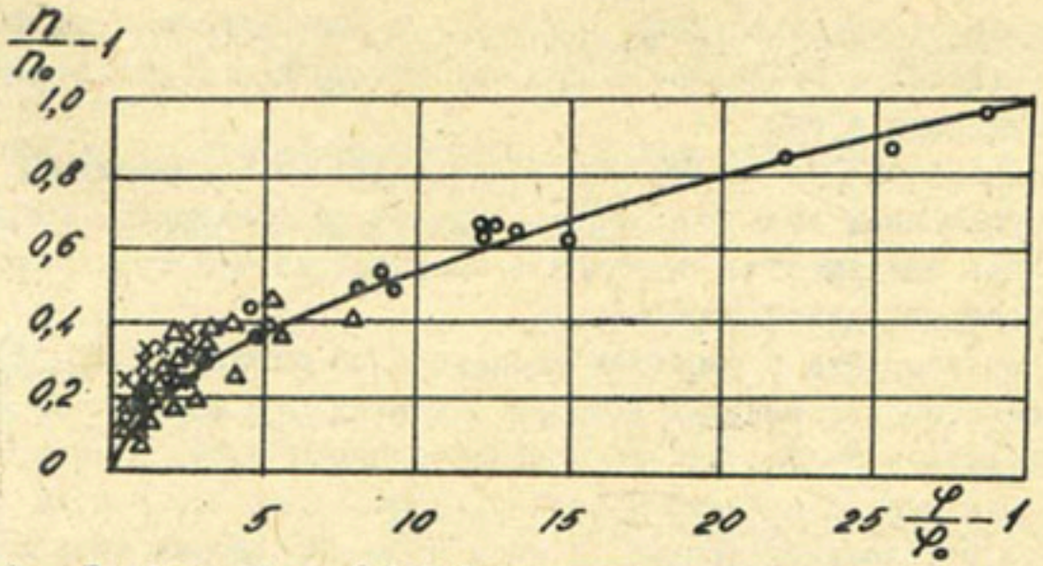


Рис. II.4. График $n = f(\varphi)$ по данным гидрологических ежегодников для гравелисто-галечниковых русл рек:
○ – р. Пскем; ● – р. Нарын; Δ – р. Чаткал;
× – р. Асса; ◇ – р. Чу;
—— – расчет по предлагаемой формуле

сами, нельзя назначать произвольно. Он принимает вполне конкретное значение для каждого вида устойчивости.

На рис. II.5 приводится график $n = f(\varphi)$ (линии I,2,3), построенный по данным лабораторных исследований русл с мелкопесчаными наносами, согласно которому

при моделировании русл рек

$$n = n_0 \left[1 + 0{,}215\left(\frac{\varphi}{\varphi_0} - 1\right)\right] , \qquad (II.37)$$

при моделировании каналов

$$n = n_0 \left[1 + K_n \left(\frac{\varphi}{\varphi_0} - 1\right)^{0,7}\right] , \qquad (II.38)$$

где $(K_n)_{min} = 0{,}20$; $(K_n)_{max} = 0{,}26$.

Поскольку данные лабораторных исследований ограничены значениями $\varphi/\varphi_0 - I = II$, то (II.37) и (II.38) рекомендуется использовать для $\varphi \leq I{,}0$.

На этом рисунке для сравнения приведены расчетные графики изменения n по формулам (II.34) и (II.36). Видно, что верхнее положение занимает график $n = f(\varphi)$ для лабораторных русл с наибольшей интенсивностью изменения n от φ. Несколько ниже располагаются линии для мелкопесчаных каналов, Сырдарьи и для рек горно-предгорной зоны с гравелисто-галечниковыми наносами.

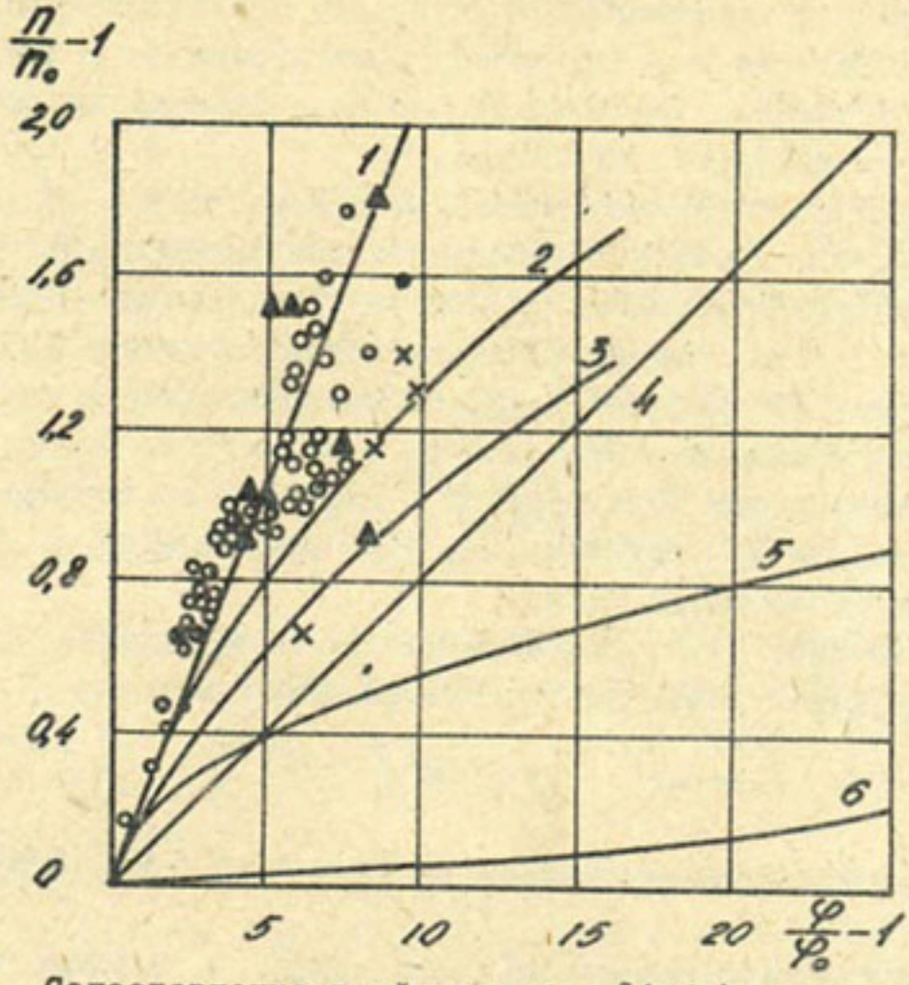


Рис. II.5. Сопоставление графиков $n = f(\varphi)$ по расчету и данным лабораторных исследований мелкопесчаных моделей:

○ - данные В.А.Скрыльникова; ◑ - В.С.Лапшенкова; ▲ - Р.Р.Абдураупова; × - В.С.Алтунина, по расчету: I - по формуле (II.37); 2, 3 - по (II.38) при $(K_n)_{max} = 0{,}26$ и $(K_n)_{min} = 0{,}20$; 4 - по (II.34), 5 - по (II.36); 6 - по (II.39)

Низшее положение на графике занимают данные для Амударьи. Это объясняется тем, что на мелкопесчаных моделях, начиная с русла статического равновесия, образование рифелей происходит более интенсивно с увеличением значения φ. Они располагаются по всей поверхности дна, и форма их и параметры существенно влияют на величину сопротивлений, а, следовательно, и на коэффициент шероховатости.

Для натурных мелкопесчаных каналов изменение формы и размеров морфологических образований на дне с увеличением φ происходит менее интенсивно, чем в лабораторных руслах.

На реках с гравелисто-галечниковыми наносами зарождение гряд, изменение их формы и размеров происходит менее интенсивно, чем в натурных каналах с мелкопесчаными наносами.

При этом с возрастанием φ кривая 5 постепенно уполаживается. Это указывает на то, что размер гряд стремится к некоторому постоянному значению, при котором коэффициент шероховатости будет постоянным при изменении параметра φ.

Для Амударьи, согласно кривой 6, с увеличением φ коэффициент шероховатости вначале изменяется с малой интенсивностью, затем она несколько возрастает за счет особых условий движения наносов. Дело в том, что перекаты на Амударье меняют местоположение во времени, перемещаясь вверх по течению. Так, в наблюдаемом створе будет отражаться смена плесов и перекатов. Кроме того, руслоформирующие наносы перемещаются в основном скачкообразно в придонной области при гладком дне, т.е. при сглаженных формах морфологических образований дна.

Согласно рис. II.5, для определения коэффициента шероховатости русла Амударьи можно рекомендовать формулу

$$n = n_0 \left[1 + 0{,}00045\left(\frac{\varphi}{\varphi_0} - 1\right)^{1{,}87}\right] . \qquad (II.39)$$

Режимы эксплуатации каналов связаны и со средней скоростью потока.

Заданная пропускная способность канала в зависимости от параметра φ обеспечивается при разных формах поперечного сечения, а, следовательно, при различной средней скорости потока, которая в свою очередь зависит от средней глубины потока. Поэтому важно установить взаимосвязь средней скорости с параметром φ, так как одна и та же средняя скорость потока в одних условиях может быть неразмывающей, в других - размывающей.

Известная формула Шези не дает ответа на вопрос какая из этих скоростей определяется в каждом конкретном случае, поэтому формула Шези записана в виде $v = \frac{\sqrt{J}}{n} R^{0,5+y}$, (II.40)

преобразована после умножения и деления на $H^{0,5+y}$ и $\sqrt{d}$

$$v = \frac{1}{n}\sqrt{\frac{HJ}{d}}\left(\frac{R}{H}\right)^{0,5+y} H\sqrt{d} . \qquad (II.41)$$

Сомножитель $(R/H)^{0,5+y}$ служит коррективом, учитывающим влияние на скорость потока неравенства гидравлического радиуса средней глубине. Приняв для больших русел $R \cong H$, формулу (II.41) пред-

ставим в виде

$$v = \frac{\sqrt{\varphi}}{n} H^y \sqrt{d} \,, \qquad (II.42)$$

которая рекомендована ранее в несколько ином виде М.А.Мостковым / 98, с. 49 /.

Выражение (II.42) при правильно заданной глубине в зависимости от значений φ и n, соответствующих ей, будет определять среднюю скорость потока для принятых условий продольной устойчивости.

Приняв для неразмываемого русла значение φ_0 и коэффициент шероховатости $n_0 = kd^y$, получим

$$v_0 = \frac{\sqrt{\varphi_0}}{k} H^y d^{0,5-y} = K_v H^y d^{0,5-y} \qquad (II.43)$$

По структуре формула (II.43) аналогична известным формулам. Если принять коэффициент $K = 0,0524$ по формуле Чанга, то для русл статического равновесия $K_v = 5,2$ ($\varphi_0 = 0,074$), предельного равновесия - $K_v = 6,04$ ($\varphi_0 = 0,I$) и для начала подвижки - $K_v = 6,88$ ($\varphi_0 = 0,I3$).

На рис. II.6 сопоставлены результаты расчета неразмывающей скорости по формуле (II.42) с данными натурных исследований в каналах при различных глубинах потока. Неразмывающая скорость в натурных условиях измерялась в момент остановки гряд, когда движение наносов прекращается, т.е. изучалась неразмывающая скорость в русле динамического равновесия с грядовым дном и коэффициентом шероховатости $n = 0,020 - 0,022$ и $\varphi = 0,8 - 0,9$. В момент остановки гряд коэффициент шероховатости был равен $n = 0,020$, а параметр $\varphi = 0,20$ (кривая б). Средний диаметр песчаных наносов составлял $d_{ср} = 0,2$ мм.

Как видно из рис. II.6, результаты расчета по формуле (II.42) при $\varphi = 0,2$ и $n = 0,020$ хорошо совпадают с натурными данными. Но измеренная в натуре скорость согласно нашим рекомендациям совпадает с началом массового движения наносов, так как $\varphi = 0,20$. Для этих условий зафиксировать точно остановку гряды в течение I - 3 сут невозможно. Объясняется это тем, что после остановки гряд при $\varphi = 0,2$ на их поверхности может происходить движение наносов в виде мелких рифелей, которые в течение времени наблюдения за грядой (I-3 сут) не дадут изменения в перемещении гряды.

Когда фиксировались одновременно моменты остановки и гряд и наносов, параметр $\varphi \leq 0,I3$. На рис. II.6 нанесены расчетные и

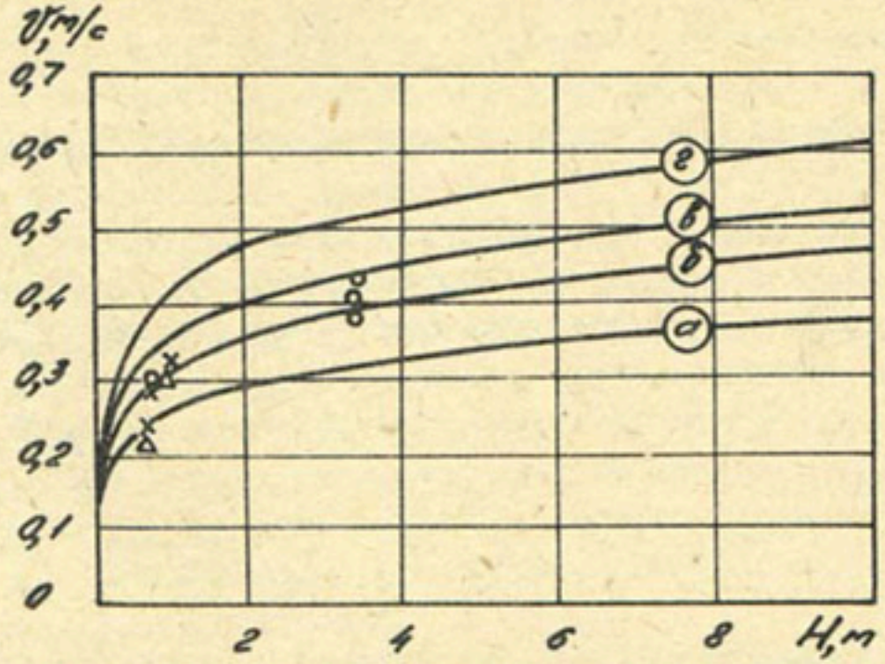


Рис. II.6. График сопоставления расчетной неразмывающей скорости с данными натурных исследований САНИИРИ на каналах:
× - Кызыкумский, 1978 г.; △ - Шават, 1979 г.; ○ - Кызылкумский 1979 г.

а - расчет для статических условий в русле динамической устойчивости ($\varphi_0 = 0{,}13$; $n = 0{,}02$);
б - расчет начала массового движения наносов в русле динамической устойчивости ($\varphi = 0{,}2$; $n = 0{,}020$);
в - расчет для статических условий в русле статической устойчивости ($\varphi_0 = 0{,}13$; $n_0 = 0{,}014$);
г - расчет начала массового движения наносов в русле квазидинамической устойчивости. ($\varphi = 0{,}2$; $n = 0{,}015$)

натурные значения неразмывающих скоростей при $\varphi = 0{,}13$ и $n = 0{,}02$ (кривая а), которые отвечают статической устойчивости частиц при грядовом дне. Для сравнения приведена расчетная кривая по рекомендуемой формуле для русла статической устойчивости при отсутствии на дне гряд. Это русло характеризуется параметром продольной устойчивости $\varphi_0 = 0{,}13$ и коэффициентом шероховатости $n_0 = 0{,}014$, определенным по формуле (II.34). Таким образом, расчетные значения неразмывающей скорости при грядовом дне (кривая *а*) отличаются от неразмывающих скоростей при гладком дне (кривая *в*) на 40 %. Сравнивая скорости потока для начала массового движения наносов ($\varphi = 0{,}2$) при гладком (кривая *г*) и грядовом (кривая *б*) дне, которые для практических целей можно принять также как неразмывающие, следует отметить, что скорости при гладком дне превышают скорости при грядовом дне также на 40 %. Из рис. II.6 так-

же следует, что неразмывающие скорости при глубине потока H=I,0 м изменяются в пределах $v_{0.1}$ = 0,25 - 0,42 м/с в зависимости от условий устойчивости и морфологического строения дна.

С.Х.Абальянц / I / рекомендует $v_{0.1}$ = 0,3-0,36 м/с, что вполне согласуется с полученными результатами.

Следовательно, для заданной плановой устойчивости, оцениваемой через параметр φ, русло должно иметь вполне конкретную ширину по урезу воды, определяемую формулами (II.I7) или (II.I9). Устойчивые гидравлические элементы русла должны соответствовать заданной пропускной способности со средней скоростью по формуле (II.42) и удовлетворять уравнениям (II.I), (II.I7) или (II.I8), (II.42). Это говорит о невозможности произвольного принятия глубины, ширины и уклона водной поверхности, которые должны определяться на основе совместного решения (II.I), (II.I7) и (II.42). Такое решение приводит к следующей системе формул, располагаемых в порядке их использования:

$$H = \left\{ \frac{n Q^{0,63}}{1,15\left[1 + 0,051\left(\frac{\varphi}{\varphi_0} - 1\right)\right] \varphi^{0,3} d^{0,3}} \right\}^{\frac{1}{1,2+y}}, \qquad (II.44)$$

$$J = \frac{\varphi d}{H}, \qquad (II.45)$$

$$B = 1,15\left[1 + 0,051\left(\frac{\varphi}{\varphi_0} - 1\right)\right] \frac{Q^{0,37}}{J^{0,20}}. \qquad (II.46)$$

Если использовать вместо (II.I7) выражение (II.I9), то

$$H = \left\{ \frac{n Q^{0,63}}{1,15\left[1 + K_r\left(\frac{\varphi}{\varphi_0} - 1\right)\right] \varphi^{0,3} d^{0,3}} \right\}^{\frac{1}{1,2+y}}. \qquad (II.47)$$

Уклон определяется по выражению (II.45).

$$B = 1,15\left[1 + K_r\left(\frac{\varphi}{\varphi_0} - 1\right)\right] \frac{Q^{0,37}}{J^{0,20}}. \qquad (II.48)$$

Показатель степени y определяется по формуле Н.Н.Павловского $y \cong$ I,3 $\sqrt{n}$. Наименьшее его значение должно быть равным I/6, как

это принимается в литературе. При этом значении показателя степени коэффициент шероховатости $n_{min} = 0{,}016$. Поэтому при всех значениях $n < 0{,}016$ $y = 1/6$. Для практических целей можно принять значение y постоянным и равным 1/6 или 1/5.

Для перехода от гидравлических элементов, определенных по приведенным формулам, к элементам трапецеидального сечения можно использовать выражение

$$h = \frac{B - \sqrt{B(B - 4mH)}}{2m}, \qquad (II.49)$$

где m – заложение откосов; h – глубина наполнения в русле трапецеидального сечения; B – ширина русла по урезу воды.

Предлагаемый метод расчета рекомендуется для мелкопесчаных грунтов с $d \geq 0{,}1$ мм. Для грунтов с $d < 0{,}1$ мм в расчетные формулы необходимо вводить вместо d эквивалентный диаметр $d_э$ по сопротивлению сдвига / 69 /.

Для устойчивых сечений русл в валунно-галечниковых и гравелистых грунтах совместное решение (II.1), (II.21) и (II.42) позволяет получить формулу для средней глубины

$$H = \left\{ \frac{n Q^{0,63}}{1{,}596\left[1 + 0{,}0604\left(\frac{\varphi}{\varphi_0} - 1\right)\right]\varphi^{0,3} d^{0,3}} \right\}^{\frac{1}{1,2+y}}. \qquad (II.50)$$

Остальные формулы приводятся в порядке их использования:

$$J = \frac{\varphi d}{H}, \quad B = 1{,}596\left[1 + 0{,}0604\left(\frac{\varphi}{\varphi_0} - 1\right)\right]\frac{Q^{0,37}}{J^{0,20}}. \qquad (II.51)$$

Наряду с приведенными выше элементами, каналы характеризуются параметром формы, представляющим отношение ширины русла по урезу воды к средней глубине.

На рис. II.7 приводятся графики $B = f(Q)$ и $H = f(Q)$ Каракумского канала на участках 256, 210, 295 и 284 км, построенные в логарифмических координатах по натурным данным ТуркменНИИГиМ (Х. Аидов).

В Каракумском канале пропускная способность увеличивалась постепенно по этапам, и при построении указанных графиков принимались

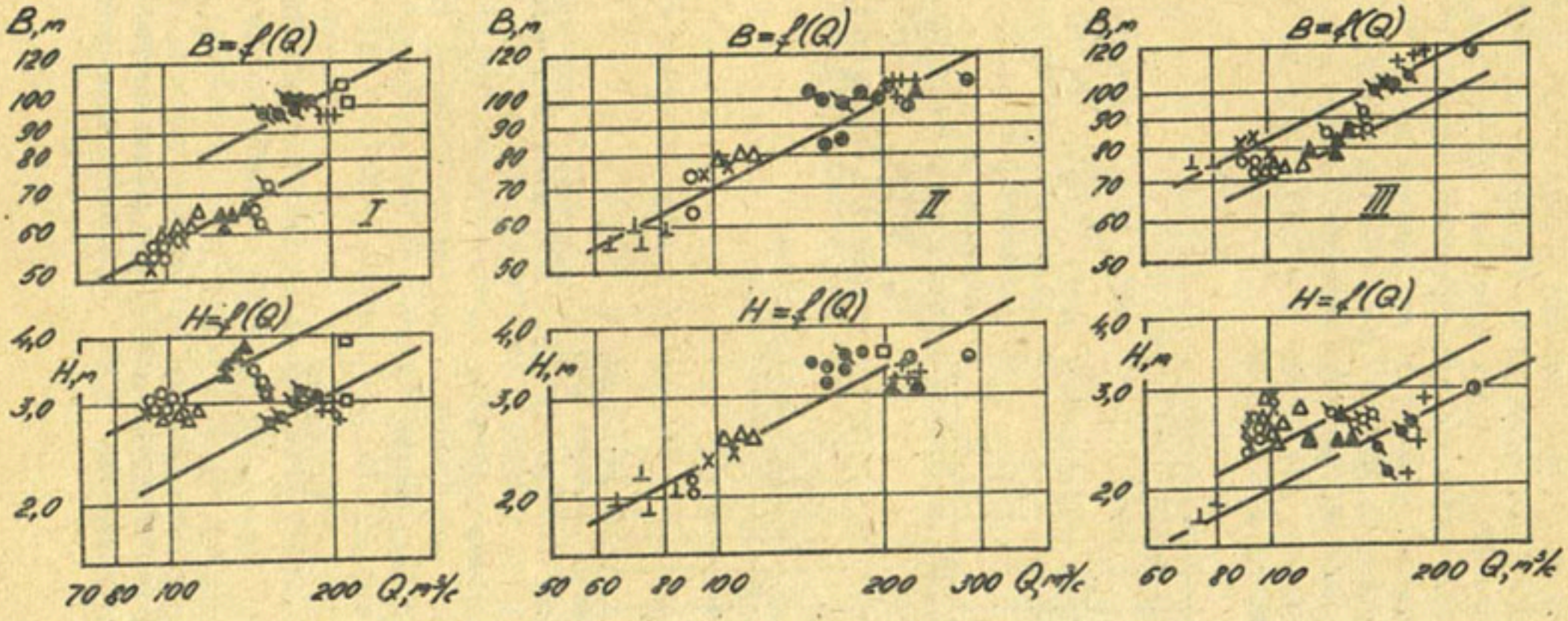


Рис. II.7. Графики $B = f(Q)$ и $H = f(Q)$ Каракумского канала для руслоформирующих расходов воды по данным натурных исследований ТуркменНИИГиМ:

⊥ - 1960; ○ - 1961; × - 1962; △ - 1963; ▲ - 1964; ⍁ - 1965; ⍀ - 1966; + - 1967; □ - 1968; ◐ - 1970; ⊖ - 1971 г. I - участок 256 км; II - участки 210, 295 км; III - участок 284 км

наибольшие расходы каждого этапа, которые можно считать руслоформирующими. Как видно из рис. II.7, на всех участках Каракумского канала B/H не зависит от расхода воды, так как все линии графиков имеют одинаковый наклон, а, следовательно, одинаковый показатель степени в формулах морфометрии при расходе воды.

На рис. II.8 приведены графики $B=f(Q)$ и $H=f(Q)$, построенные по данным лабораторных исследований мелкопесчаных моделей, полученных П.Аккерсом для частиц d = 0,I6 и 0,34 мм и М.Р.Карапетян для частиц d = 0,20 мм.

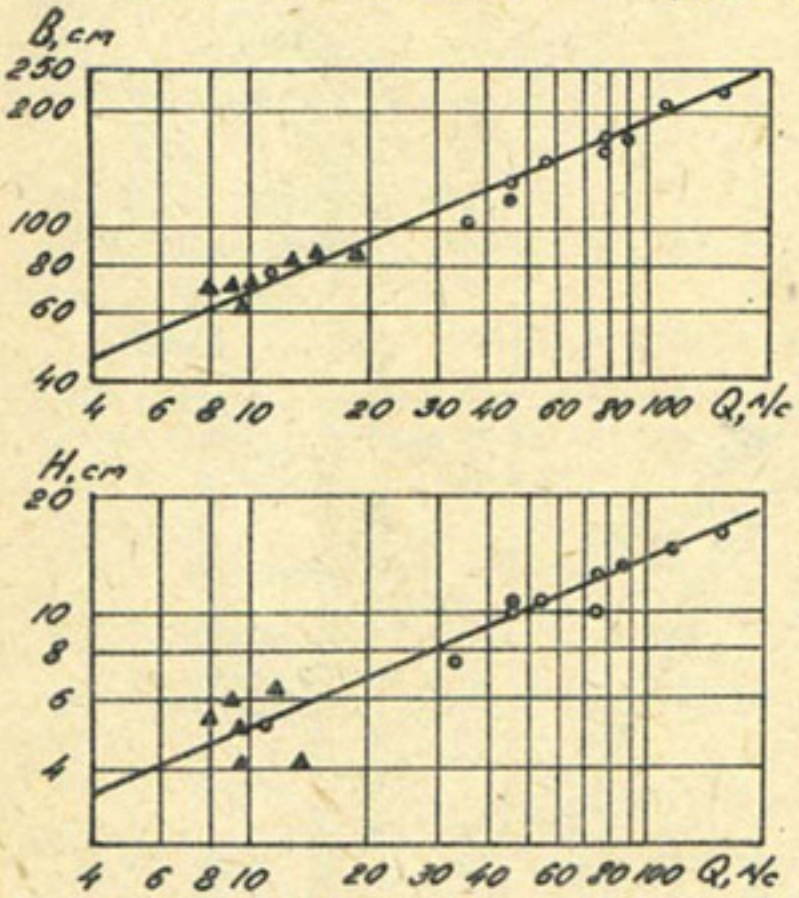


Рис. II.8. Графики $B=f(Q)$, $H=f(Q)$ по данным лабораторных исследований мелкопесчаных моделей: опыты П.Аккерса для размеров частиц: ○ – 0,I6 мм, ● – 0,34 мм; опыты М.Р.Карапетян: ▲ – для частиц 0,20 мм

По данным, приведенным на графиках рис. II.7, можно получить эмпирические связи

$$B = K_1 Q^{0,48} \quad \text{и} \qquad \text{(II.52)}$$

$$H = K_2 Q^{0,48}, \qquad \text{(II.53)}$$

а по рис. II.8 –

$$B = K_1 Q^{0,445} \quad \text{и} \qquad \text{(II.54)}$$

$$H = K_2 Q^{0,445}, \qquad \text{(II.55)}$$

которые подтверждают независимость B/H от расхода воды.

Отметим, что независимость B/H от расхода воды отмечается

в морфометрических формулах (II.5) и (II.6) А.В.Троицкого, (II.9) и (II.IO) М.С.Вызго. Она вытекает из морфометрических формул, предложенных нами.

Из формулы (II.44) при y = I/6 можно записать

$$H = \left\{ \frac{n}{1{,}15\left[1+0{,}051\left(\frac{\varphi}{\varphi_0}-1\right)\varphi^{0,3}d^{0,3}\right]} \right\}^{0,732} \cdot Q^{0,46}, \quad \text{(II.56)}$$

а при y = I/5 –

$$H = \left\{ \frac{n}{1{,}15\left[1+0{,}051\left(\frac{\varphi}{\varphi_0}-1\right)\varphi^{0,3}d^{0,3}\right]} \right\}^{0,714} \cdot Q^{0,45}. \quad \text{(II.57)}$$

Аналогично из формулы (II.46) после замены J и H по формулам (II.45), (II.56) будем иметь

$$B = \frac{1{,}15\left[1+0{,}051\left(\frac{\varphi}{\varphi_0}-1\right)\right](K_2)^{0,2}}{\varphi^{0,2}\,d^{0,2}} \cdot Q^{0,46}. \quad \text{(II.58)}$$

Из формул (II.45), (II.46) и (II.57)

$$B = \frac{1{,}15\left[1+0{,}051\left(\frac{\varphi}{\varphi_0}-1\right)\right](K_2')^{0,2}}{\varphi^{0,2}\,d^{0,2}} \cdot Q^{0,46}. \quad \text{(II.59)}$$

Составим отношение ширины к глубине с помощью полученных формул и получим $B/H = f(\varphi, n, d)$. Выражения (II.58) и (II.59) можно записать в виде зависимости $B = K_B Q^{0,46}$, которая по структуре напоминает формулу Д.Лейси, но в отличие от последней имеет переменный коэффициент пропорциональности, зависящий от параметра продольной устойчивости.

Установлено, что коэффициент пропорциональности в формуле Д.Лейси / I, с. I62 / является переменным, что согласуется с нашими выводами.

Приведенные данные показывают, что в ряде существующих формул и в предлагаемых зависимостях для расчета русл в несвязных грунтах отношение B/H не зависит от расхода воды, а, следовательно, и от размера потока, его значения определяются в основном параметром продольной устойчивости.

Между тем Н.А.Ржаницын, Х.Ш.Шапиро, Е.К.Рабкова, С.Т.Алтунин, В.С.Алтунин, В.С.Лапшенков и другие считают, что B/H зависит от расхода воды.

Ранее отмечалось, что отношение ширины потока по урезу воды к средней глубине рассматривается в литературе параметром формы русла, который принимает различные значения в зависимости от используемых морфометрических формул. Численные значения параметра формы для устойчивого русла одни исследователи предлагают принимать равными B/H = 23 - 26, другие - 35 - 40, а третьи - 70 - 100 и более. Такой широкий диапазон крайне затрудняет выбор его оптимального значения.

По нашему мнению, причина такого расхождения заключается в том, что существующие морфометрические зависимости по-разному отражают степень устойчивости русла для разных расходов воды и могут объединять русла разной водности с заданной постоянной, либо с изменяющейся устойчивостью.

Рассмотрим некоторые схемы объединения русл в группы, которые могут быть использованы для получения морфометрических зависимостей. Первая схема объединяет русла с возрастающими или убывающими расходами воды и насыщениями потока наносами, вторая - с постоянными конкретно заданными расходами воды, но отличающиеся различным насыщением потока наносами, а третья - русла с разными расходами воды, но с постоянным значением нагрузки потока наносами для каждого расхода, включая и когда нагрузка равна нулю.

Разное количество транспортируемых потоком наносов создает различную степень устойчивости русла. В мелкопесчаных грунтах при постоянном расходе воды отношение B/H изменяется только в зависимости от вида устойчивости, определяемого параметром φ. (табл. II.I). Причем закономерность его изменения во всех горизонтальных рядах с разными расходами проявляется однотипно, независимо от значения расхода воды, что выражает независимость B/H от Q. Однако B/H остается постоянным, если для разных расходов сохраняется один и тот же вид устойчивости. Для каждого вида устойчивости B/H принимает такое значение, которое соответствует заданному φ, независимо от расхода воды.

Так, для φ = 0,42 отношение B/H = 23,I остается постоянным при изменении расходов воды от I0 до 2400 $м^3/с$. Для φ = I,0 отношение B/H = 30,8 остается постоянным в том же диапазоне расходов.

Таким образом, во всех вертикальных столбцах табл. II.I B/H не зависит от расхода воды.

Таблица II.I

Расчетные гидравлические элементы канала в мелкопесчаных грунтах по рекомендуемым формулам для различных расходов воды и значений φ

Гидравлический элемент русла	Значения φ							
	0,074	0,20	0,42	I,0	0,074	0,20	0,42	I,0
	При Q = I0 м³/с				При Q = I00 м³/с			
B	25,6	23	2I,2	23	72	63	60	64,6
H	I,25	I,I2	0,9I	0,745	3,5I	3,07	2,6	2,I
B/H	20,5	20,5	23,I	30,8	20,5	20,5	23,I	30,8
	При Q = I000 м³/с				При Q = 2400 м³/с			
B	2I0	I82	I73	I85	3I7	274	258	273
H	I0,5	8,9	7,47	6,0	I5,5	I3,4	II,2	8,85
B/H	20,5	20,5	23,I	30,8	20,5	20,5	23,I	30,8

Ряд исследователей соглашаются с тем, что в морфометрических формулах по расчету статически устойчивых русл проявляется закон независимости B/H от расходов воды. По нашему мнению, это имеет место потому, что для различных расходов воды сохраняется один и тот же режим эксплуатации - статический. В нашем случае это отвечает данным в табл. II.I в графе с параметром φ_0 = 0,074, для которого B/H не зависит от расхода воды. Независимость от расхода воды проявляется практически для всех вертикальных колонок табл. II.I, в которых заданный вид устойчивости, определяемый параметром φ, сохраняется постоянным для всех расходов воды. Значит B/H зависит только от вида устойчивости или режима эксплуатации.

Если сгруппировать данные табл. II.I так, чтобы с увеличением φ рос бы и расход воды, то B/H будет изменяться, но только в зависимости от φ, а не от расхода воды. Действительно, в табл. II.I для φ=0,074 и Q=I0 м³/с имеем B/H=20,5, для φ=0,42 и Q=I00 м³/с получим B/H=23,I, а для φ=I,0 и Q=I000 м³/с значение B/H=30,8. Но для принятых φ можно выбрать любой расход из диапазона I0-2400 и получить тот же результат изменения B/H от Q.

Нами рассмотрен случай когда характер изменения φ задан произвольно. Но в существующих зависимостях заложен вполне определенный закон изменения φ от расхода воды.

В работе / 82, с. I25 / опубликованы данные лабораторных исследований, которые приведены в табл. II.2.

Таблица II.2

Гидравлические элементы мелкопесчаного русла по исследованиям В.С.Лапшенкова

Гидравлический элемент русла	Расход воды, $м^3/с$				
	0,006	0,0I2	0,024	0,048	3I00
B	0,775	I,073	I,535	2,07	375
H	0,043	0,054	0,07I	0,09I	4,35
v	0,I8I	0,206	0,22I	0,225	I,9
J	0,00I03	0,000955	0,000875	0,0008	0,0002I
μ	0,00	0,29	0,32	0,35	I,3*)
Fr	0,075	0,079	0,07I	0,073	0,083
B/H	I8,0	I9,8	2I,9	22,7	86,2
φ	0,2I	0,244	0,296	0,347	4,3

*) Принято по экстраполяции графика $\mu = f(\varphi)$, построенного в логарифмических координатах по данным лабораторных исследований табл. II.2.

Согласно данным табл. II.2, на моделях были исследованы четыре возрастающие расхода воды с поднимающимся насыщением потока наносами и значением φ, примерно с одинаковыми числами Фруда при неизменном фракционном составе песчаных наносов с $d_{ср}$=0,2I мм, взятых из карьера Сырдарьи. По данным табл. II.2 получены следующие морфометрические зависимости / 82 /:

$$B = 8,6\,Q^{0,47}, \qquad (II.60)$$

$$H = 0,262\,Q^{0,35}, \qquad (II.6I)$$

которые легли в основу методики моделирования / 82, с. I25-I26 /.

По данным табл. II.2 нами построен график, по которому получена зависимость

$$J = 0,00056\,Q^{-0,12}. \qquad (II.62)$$

Одинаковость чисел Фруда на моделях позволяет считать, что

рассмотренные русла динамически подобны друг другу, и зависимости (II.60) и (II.6I) можно экстраполировать в натуру.

В табл. II.2 приведены результаты расчета натурного русла по (II.60), (II.6I) для руслоформирующего натурного расхода Сырдарьи Q = 3I00 м^3/с / 82, с. I25 /. Из них можно записать

$$\frac{B}{H} = 32{,}8\,Q^{0{,}12}, \qquad \text{(II.63)}$$

из которого следует, что B/H зависит от расхода воды.

Но как видно из табл. II.2, параметр φ также изменяется в широких пределах, и поэтому в формулах (II.60) и (II.6I), которые представляют собой численную модель, неустойчивые русла натуры (φ = 4,3 > 0,42) пересчитываются в устойчивые русла модели (φ = 0,347 < 0,42). Такая закономерность будет проявляться для всех морфометрических зависимостей, в которых B/H зависит от расхода воды.

Определив характер изменения φ и Q , заложенного в морфометрических формулах (II.60) и (II.6I), покажем, что в рекомендуемых зависимостях для этого закона изменения φ от Q B/H будет изменяться практически также, как и в этих формулах.

Таблица II.8

Расчетные гидравлические элементы русла

Гидравлический элемент русла	Расход воды, м^3/с				
	I00	I000	2000	2400	3I00
	По формулам (II.60) и (II.6I)				
B	74,9	22I	306	338,5	375
H	I,3I	2,93	3,74	3,99	4,35
$J \cdot I0^{-3}$	0,32	0,24	0,225	0,22	0,2I
φ	I,99	3,34	4,02	4,I7	4,3
B/H	57	75,4	8I,8	83,6	86,2
	По рекомендуемым формулам				
φ	I,99	3,34	4,02	4,I7	4,3
B	88,5	258,9	382	42I,6	482
H	I,5	3,56	4,2	4,43	4,88
B/H	59	72,7	90	95	99

Из этого следует, что в формулах (II.60) и (II.6I) зависи-

мость B/H от Q проявляется только внешне. На самом деле B/H изменяется только с изменением φ .

Если теперь использовать только результаты расчета по формулам (II.44), (II.45) и (II.46), приведенные в табл. II.3 для вывода морфометрических зависимостей вида $B = f(Q)$ и $H = f(Q)$, то получим

$$B = 10{,}3\,Q^{0{,}47} \qquad \text{(II.64)}$$

и

$$H = 0{,}3\,Q^{0{,}37}\,, \qquad \text{(II.65)}$$

которые практически мало отличаются от выражений (II.60) и (II.6I). Однако в них в скрытом виде заложен тот же закон переменной устойчивости русла с изменением водности, что и в формулах (II.60) и (II.6I). В общем виде из (II.6I) и (II.62) закон изменения φ от Q можно записать так:

$$\varphi = \frac{0{,}000146\,Q^{0{,}23}}{d}\,, \qquad \text{(II.66)}$$

откуда следует, что при $d_{ср} = 0{,}0002I$ м параметр $\varphi = 0{,}42$ будет иметь место только при одном расходе модели, равном 0,II2 м^3/с. Русла с расходом больше указанного значения будут иметь $\varphi > 0{,}42$ и располагаться в зонах криволинейной устойчивости и неустойчивых русел, I00 м^3/с - только $\varphi = I{,}99$ и относится к неустойчивым, а русла статического равновесия с $\varphi_0 = 0{,}I0$ будут иметь место только при $Q = 0{,}22$ л/с. Его же нельзя исследовать даже на моделях. Следовательно, закон изменения параметра φ согласно (II.66), который заложен в формулах (II.60) и (II.6I), строго распределяет вид устойчивости для каждого расхода воды. Причем для каждой из морфометрических формул будет свой закон изменения φ от Q , отличающийся от (II.66).

Так, в методе Союзгипроводхоза / I06 /

$$\varphi = \frac{0{,}034\,Q^{0{,}225}\,n^2\,g^{0{,}838}}{d^{0{,}895}}\,, \qquad \text{(II.67)}$$

Е.К.Рабковой / I06 /

$$\varphi = \frac{Q^{0{,}23}\,(C')^2\,(K_\varepsilon)^2\,n^2}{\sigma^{2{,}33}\,A^{4{,}3}\,d}\,. \qquad \text{(II.68)}$$

При $n = 0{,}02$, $A = 0{,}72$, $C' = I{,}05$, $K_\varepsilon = 0{,}07$, $\sigma = 0{,}66$, $d = 0{,}2$ мм для приведенных методов получим соответственно

$\varphi_л = 0{,}73\,Q^{0{,}23}$, $\varphi_с = 0{,}208\,Q^{0{,}225}$, $\varphi_р = 0{,}II4\,Q^{0{,}23}$.

При конкретном расходе воды в этих методах заложена различная степень устойчивости.

Таким образом, существующие первая группа формул объединяет русла различной водности с постоянным видом устойчивости, и вторая - различной водности с изменяющейся устойчивостью.

Наши данные об изменении степени устойчивости и параметра формы русл рек для различных по водности потоков согласуются с классификацией Н.А.Ржаницына /II5, с.67 и с.I03/(табл.II.4)

Таблица II.4

Изменение рекомендуемого и существующих параметров устойчивости и формы русла для различных порядков потока по классификации Н.А.Ржаницына

Порядок потока	Расход воды, $м^3/с$	$y=\frac{dB}{H^2J}$ Н.А.Ржаницын	$D=\frac{d}{HJ}$ И.И.Леви, В.М.Маккавеев, М.А.Великанов и др.	$\varphi=\frac{HJ}{d}$	B/H плес	B/H перекат
IУ	0,088	26,9	34,4	0,029	23,8	5I,0
У	0,25	20,2	I7,I	0,058	32,5	69,0
УI	0,7I	I6,I5	9,63	0,I0	4I,6	89,0
УП	2,0	I3,45	5,93	0,I68	5I,2	I08,6
УШ	5,65	II,75	3,97	0,25	60,0	I28,0
IX	I6,0	I0,65	2,85	0,35	68,0	I47,0
X	45,2	9,90	2,I6	0,46	75,0	I6I,0
XI	I28	9,40	I,72	0,58	82,0	I75,0
XП	363	9,I3	I,42	0,70	88,0	I82,0
XШ	I025	9,0I	I,2I	0,83	93,0	I88,0
XIУ	3000	9,0	I,07	0,93	97,0	I96,0
XУ	8500	9,0	I,0	I,0	I00,0	200,0

Как видно из данных табл. II.4, с изменением водности происходит смена устойчивости, которая вызывает изменение параметра формы русла.

Рекомендуемые формулы (II.44), (II.45) и (II.46) выражают общие зависимости для расчета каналов в мелкопесчаных грунтах, так как в них отражены всевозможные сочетания условий устойчивости и

расходов воды как первой, так и второй группы существующих методов расчета.

На рис. II.9 приводится график $B/H = f(\varphi)$, построенный по имеющимся данным натурных и лабораторных исследований русел рек и каналов с выделением зон устойчивости по нашим рекомендациям. Пунктирные линии показывают границы использованных при построении графика данных при различных расходах воды в одном сечении.

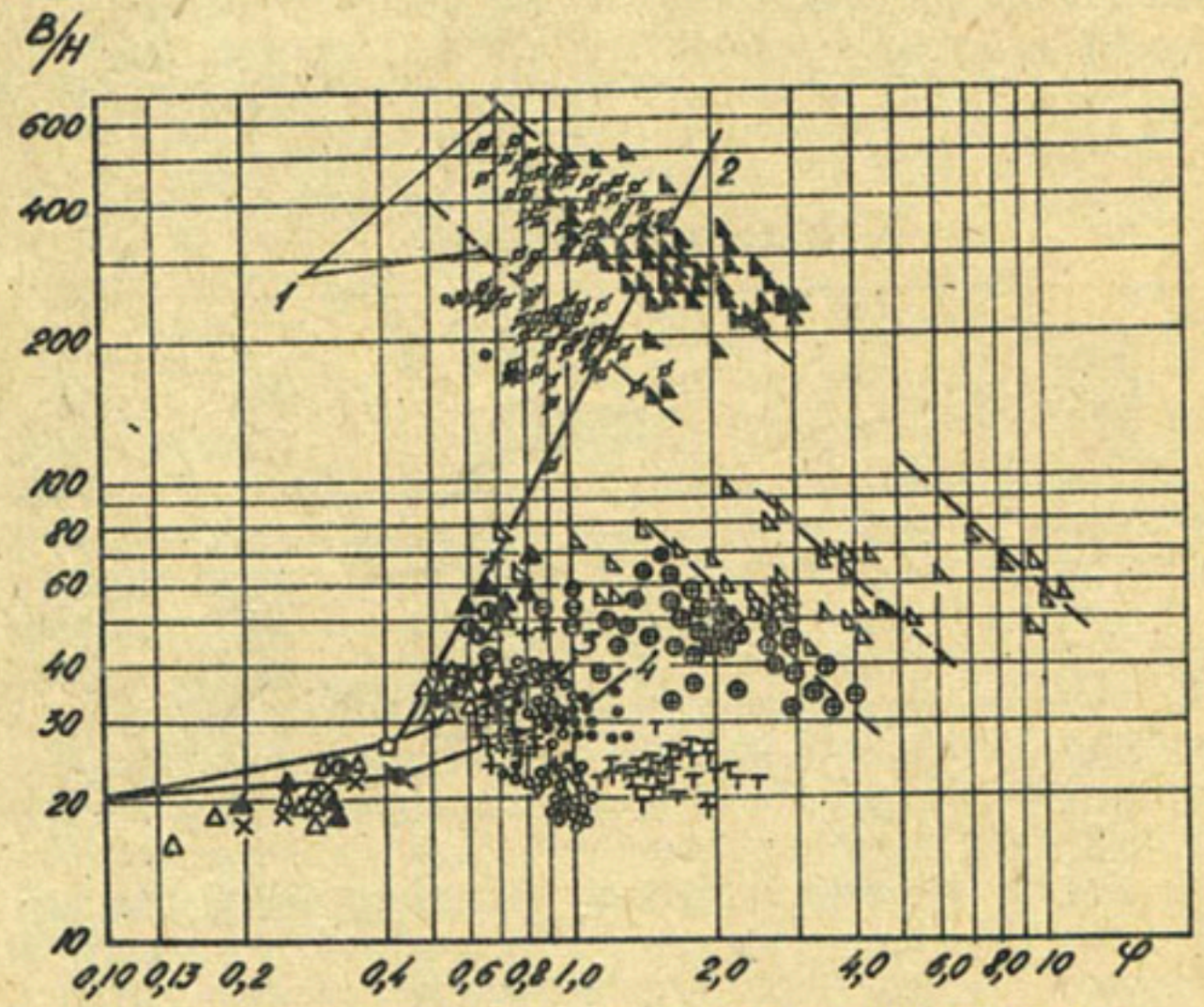


Рис. II.9. График изменения B/H в зависимости от φ.
Амударья (1955, 1956 гг.): ○ – Чатлы; △ – Кыылджар; ▲ – Карамышташ.
Сырдарья (1955, 1956 гг.): ⊕ – Надеждекский.
Каракумский канал: Т – 210 км; О – 256 км; ● – 295 км; + – 284 км.
I – осредненная по натурным данным.
Лабораторные данные: × – В.С.Лапшенков; △▲● – В.А.Скрыльников; ⊠ – В.С.Алтунин; □ – М.М.Селяметов; ⊖ – Р.Р.Абдураупов; ⊗ – В.А.Скрыльников (модель крупного канала); 2 – огибающая по лабораторным данным.
Расчетные кривые: 3, 4 – по рекомендуемому методу

Как видно из рис. II.9, все данные натурных исследований относятся к двум режимам эксплуатации - динамически устойчивому режиму извилистого русла и неустойчивому. Значительная часть данных по Каракумскому каналу сохраняет B/H неизменным при широком диапазоне изменения φ за счет неразмываемости берегов.

В работе / I06 / приведены данные по Каракумскому каналу. Они якобы опровергают возможность характеризовать устойчивость русла параметром φ только потому, что по этим данным канал устойчив при φ = I,6 - 3,0. При варьировании расходов от I98 до 348 $м^3/с$ ширина канала изменяется от I04,5 до I07,5 м, а глубина воды - от 2,55 до 3,29 м, т.е. на 0,74 м. Тогда величина откоса берега составит m = 2,0, что несколько меньше угла естественного откоса для песка. Значит, на указанном участке Каракумский канал сложен неразмываемыми грунтами.

Большие значения φ = I,6 - 3,0 указывают на то, что поток в Каракумском канале неустойчив, а устойчивое положение русла в плане сохраняется только за счет неразмываемости берегов.

По данным, приведенным на рис. II.9, можно сделать вывод, что динамически устойчивый режим прямолинейного русла, характеризующийся φ = 0,42 как по расчету, так и по лабораторным данным, имеет место при B/H = 23 - 27. К этим оптимальным значениям стремится огибающая линия I6 данных лабораторных исследований русл с большим насыщением потока наносами. Что же касается B/H = 35 - 40, то для каналов они отвечают динамически устойчивому режиму извилистого русла (φ = 0,42 - I,0). Такой канал, созданный прямолинейным, в процессе эксплуатации неизбежно будет деформироваться, принимая криволинейное очертание в плане. Если же канал будет запроектирован со значениями $B/H > 27$ и с $\varphi < 0,42$, то он будет иметь излишнюю ширину.

А.А.Кадыров и З.Н.Нуритдинов, исследуя кинематическую структуру потока в Кызылкумском канале Чимкентской области КазССР, установили при B/H = 25 наличие устойчивой гидравлической структуры потока. При B/H = 35 - 40 динамическая ось потока искривлена относительно геометрической оси канала, что вполне согласуется с нашими выводами.

К аналогичным результатам пришел и М.М.Селяметов, который путем самоформирования песчаной модели крупного канала получил устойчивое значение B/H = 26 при φ = 0,4.

А.М.Мухамедов, Т.Джураев, Х.Иманов на модели крупного канала с наносами из керамзита получили устойчивое значение B/H = 25.

Оптимальное отношение ширины канала по дну к глубине наполнения для сохранения гидравлической структуры потока должно быть равным $\beta' = 10 - 12$. Из этого отношения можно перейти к распространенному параметру формы русла, используя зависимости

$$B = h(\beta' + 2m),\ \omega = h^2(\beta' + m),\ H = h(\beta' + m)/(\beta + 2m).$$

Откуда $B/H = (\beta' + 2m)^2/(\beta' + m)$.

Для трапецеидальных сечений, имеющих оптимальное значение $\beta' = 10 - 12$ при значениях $m = 3 - 4$, характерных для мелкопесчаных грунтов, определены значения параметра формы русла (табл. II.5).

Таблица II.5

Значения параметра формы устойчивого русла при различных заложениях откосов

m	$\beta' = b/h$	B/H	m	β'	B/H
3	10	19,7	4	10	23,1
	12	21,6		12	25,0

Как видно из приведенных данных, для мелкопесчаных каналов $b/h = 10 - 12$ отвечает параметр формы $B/H = 20 - 25$, что также хорошо согласуется с нашими рекомендациями при $\varphi = 0{,}42$.

Натурные исследования каналов Средней Азии в мелкопесчаных грунтах показали, что средние скорости течения в них значительно превышают допустимые без заметной деформации русла.

Такая повышенная устойчивость каналов обеспечивается образованием на откосах наилка, который защищает несвязный грунт от размыва при повышенных скоростях. При этом дно не размывается вследствие движения донных (песчаных) наносов в количестве, отвечающем транспортирующей способности потока.

Таким образом, повышенная поперечная устойчивость обеспечивается за счет того, что канал перешел из категории песчаных в категорию глинистых и суглинистых.

Большинство каналов Средней Азии имеют неразмываемые берега (суглинки, глины), а их дно покрыто мелкопесчаными отложениями. Все они эксплуатируются с повышенными скоростями.

Таким образом, основным условием устойчивости каналов явля-

ется неразмываемость берегов.

Повышенная поперечная устойчивость может быть достигнута за счет образования наилка либо за счет устройства на откосе экрана из суглинка толщиной 30 - 40 см. Наилок создается в период работы канала в режиме заиления. Для этого пропускается заниженный расход и создается подпор воды с помощью перегораживающих сооружений.

Большинство каналов после строительства имело поперечное сечение, соответствующее нормальному расходу. Поэтапное освоение площадей создало условия, когда по каналу пропускался расход воды значительно меньший нормального, но при уровнях, отвечающих нормальному для обеспечения водозабора. Такой режим эксплуатации обеспечил создание наилка. Но сделать это одновременно на значительной длине практически невозможно. Поэтому на каналах большой протяженности наилок образуется только в начальной части, а нижележащие участки будут подвержены береговой деформации русла.

При проектировании каналов встречаются такие вопросы эксплуатации, как влияние зарастания на пропускную способность, применение различных видов крепления откосов, занесение песком и пылью приносимых ветром, распределение наносов на участке водораспределения, деформация каналов при слиянии двух потоков и т.п. Они могут решаться только путем лабораторных исследований на размываемых моделях, где в качестве главного условия необходимо создавать режим эксплуатации натурного канала. В связи с этим существующие методы моделирования, не учитывающие это условие, неприменимы для моделирования каналов исходя из следующих положений.

Из критерия Шильдса, при условии равенства поперечного $\alpha_в$ и продольного α_l масштабов и $d_м = d_н$, получим

$$\frac{\varphi_н}{\varphi_м} = \alpha_h \cdot \alpha_i = \alpha_h^2 / \alpha_в \quad . \qquad (II.69)$$

Для методов, которые используют (II.69) в качестве основного выражения при условии $\varphi_м = \varphi_н$, соотношение масштабов устанавливается из выражения $\alpha_в = \alpha_l = \alpha_h^2$ с наибольшим искажением поперечного сечения. В этом случае продольная устойчивость на модели, определяемая параметром φ, равна натурной, но откосы модели принимают практически вертикальное заложение и оползают до начала основных опытов.

С.Т.Алтунин для моделирования русел рек предложил формулу

$$\alpha_в^m = \alpha_h \quad . \qquad (II.70)$$

Подставляя (II.69) в формулу (II.70), имеем

$$\varphi_м = \varphi_н / \alpha_в^{2m-1} . \qquad (II.71)$$

Выражение (II.7I) показывает, что для всех методов моделирования, основанных на морфометрических зависимостях при $m > 0,5$, модельные мелкопесчаные русла при условии $Fr = idem$ наряду с искажением заложения откоса m будут более устойчивыми в плане по сравнению с натурой, так как $\varphi_м < \varphi_н$. При этом, как правило, неустойчивые в плане реки натуры пересчитываются в устойчивые реки модели.

Таким образом, для моделирования плановой устойчивости необходимо создавать на модели натурную продольную и поперечную устойчивость.

Продольная устойчивость выполняется при условии

$$\varphi = idem . \qquad (II.72)$$

Откуда для масштаба уклона можно записать

$$\alpha_i = \frac{\alpha_d \alpha_{\rho'}}{\alpha_h} , \qquad (II.73)$$

где α_d - масштаб крупности наносов, α_ρ - масштаб плотности наносов, α_h - вертикальный масштаб.

Рассмотрим условия сохранения на модели натурной поперечной устойчивости.

Выше приведены морфометрические формулы (II.60) и (II.6I), в которых B/H зависит от расхода воды. Из этих формул вытекает равенство $B^{3/4} = KH$, что в масштабных множителях дает

$$\alpha_в^{3/4} = \alpha_h . \qquad (II.74)$$

Выражение (II.74) является частным случаем (II.70) при $m = 3/4$. Если подставить $m = 3/4$ в (II.7I) получим частный случай этого выражения

$$\varphi_м = \frac{\varphi_н}{\sqrt{\alpha_в}} . \qquad (II.75)$$

Формула (II.7I) в общем виде выражает закон изменения продольной устойчивости от водности потока, заложенный в морфометрических формулах, в которых B/H изменяется с изменением водности потока.

Таким образом, в морфометрических зависимостях, в которых B/H зависит от расхода воды, в скрытом виде содержится опре-

деленный закон изменения устойчивости русла от водности потока, который обуславливает необходимость изменения B/H от Q и приводит к искажению основных масштабов модели.

Сохраняя постоянным φ и изменяя расход воды, по рекомендуемым формулам ранее получено, что B/H не зависит от расхода воды. Это означает, что различные русла, отличающиеся водностью и имеющие одинаковое значение B/H при постоянном φ имеют одинаковую устойчивость и их поперечные сечения геометрически подобны друг другу.

Следовательно, при выполнении условия (II.72)($\varphi = idem$) необходимо соблюдать также условие

$$B/H = idem . \qquad (II.76)$$

Отсюда вытекает необходимость геометрического моделирования сечения $\alpha_B = \alpha_h$.

Остальные масштабные множители определяются по формулам:

масштабный множитель скорости

$$\alpha_v = \frac{1}{\alpha_n}\alpha_h^y\left(\alpha_d \cdot \alpha_{\rho'}\right)^{0,5}; \qquad (II.77)$$

масштабный множитель расхода

$$\alpha_Q = \frac{1}{\alpha_n}\alpha_h^{2+y}\left(\alpha_d \cdot \alpha_{\rho'}\right)^{0,5}; \qquad (II.78)$$

масштабный множитель числа Фруда

$$\alpha_{Fr} = \frac{\alpha_d \cdot \alpha_{\rho'}}{\alpha_h^{1-2y} \cdot \alpha_n^2} . \qquad (II.79)$$

Коэффициент шероховатости на песчаной модели определяется по формуле (II.38).

Для расчета масштабов вначале определяют натурное значение коэффициента шероховатости по формуле (II.34). Затем по приближенной формуле Н.Н.Павловского определяется

$$y \cong 1{,}3\sqrt{n_н} .$$

Если для заданного $n_н$ значение $y < 1/6$, то в расчет следует принимать $y = 1/6$. Задаваясь α_h и размером частиц песка модели $d_м$, расчитывают все элементы модели по приведенным выше формулам.

Ввиду того, что показатель степени y и коэффициент шероховатости на модели могут несколько отличаться от расчетного значения, расход воды в лабораторном русле необходимо откорректировать по расчетной глубине. Если фактически установившаяся глубина на

модели меньше расчетной, то расход воды увеличивают настолько, чтобы фактическая глубина после формирования рифелей совпала с расчетной. Если глубина на модели больше принятой, то расчетный расход необходимо уменьшить. По исправленному расходу воды модели $Q_{ф.м}$ уточняют вначале масштаб расхода воды $\alpha'_Q = Q_н / Q_{ф.м}$, и затем α_n или y при известных $\alpha'_Q, \alpha_n, \alpha_h, \alpha_d, \alpha_{\rho'}$.

По полученному новому значению α_n или y уточняют масштабы α_v и α_{Fr}.

Рекомендуемая методика моделирования была использована для исследования в лабораторных условиях крупного канала с расходом 1000 м^3/с на песчаной модели при двух значениях параметра продольной устойчивости: а) $\varphi = 0{,}42$ - отвечающего динамической устойчивости прямолинейного русла; б) $\varphi = 0{,}63$ - динамическая устойчивость извилистого русла.

В первом опыте ($\varphi = 0{,}42$) русло сохранило прямолинейную устойчивость, но появились первые признаки искривления динамической оси потока.

Во втором опыте ($\varphi = 0{,}63$) поток явно разделяется на два стрежня, один из которых сместился к правому берегу, за счет чего произошел размыв берега и изменение формы поперечного сечения.

Рекомендуемая методика моделирования была проверена в САНИИРИ Э.З.Хусанходжаевым путем сопоставления поперечных сечений с изотахами лабораторного русла Кызылкумского канала с натурными данными и использована для исследования креплений каналов в мелкопесчаных грунтах.

I2. ПРОГНОЗ ДЕФОРМАЦИИ РУСЕЛ РЕК И КАНАЛОВ

При эксплуатации открытых оросительных систем с водозабором из водохранилищ могут возникнуть сложные изменения уровенного режима в каналах и в нижнем бьефе гидроузлов со значительной деформацией русла, которые обычно именуются общим размывом.

Общий размыв русел рек и каналов, сложенных несвязными грунтами, возникает вследствие того, что в водохранилищах аккумулируются руслоформирующие наносы и поток поступает в нижний бьеф и каналы освобожденным от них. Такой поток, обладая определенной транспортирующей способностью, размывает русло, вызывая значительное снижение уровня воды и дна на большой длине.

Размыв русла может быть как в глубину (деформация дна), так и в ширину (боковая эрозия), если русло сложено полностью из несвязных грунтов. Когда берега сложены связными грунтами, наблюдается только глубинная деформация. В зависимости от конкретных условий интенсивность общего размыва может быть различной.

Так, при наличии в русле сооружений, выхода коренных пород и т.п., именуемых в дальнейшем базисом эрозии (неразмываемая закрепленная точка), процесс общего размыва, достигнув их, будет постепенно замедляться, и предельное снижение уровня воды будет определяться удаленностью базиса эрозии от начального створа размыва.

Замедление деформации русел рек и каналов может быть вызвано поступлением через гидроузел части руслоформирующих наносов, которые могут полностью приостанавливать процесс размыва и вызывать обратный процесс - занесение.

Размыв русла в мелкопесчаных грунтах несколько отличается от деформации русла в галечниково-гравелистых отложениях. В мелкопесчаных грунтах уже в первые годы снижение дна в начальном створе достигает существенных величин. Что же касается русел с галечниково-гравелистыми наносами, то уклоны на них в начальном створе размыва уменьшаются постепенно, редко достигая критических, и в большинстве случаев процесс общего размыва в начальном створе останавливается за счет либо поступающих через гидроузел наносов, либо возникающей отмостки дна крупными фракциями, которые поток не в состоянии переместить с размываемого участка.

Большой вклад в развитие теоретических основ и разработку

методов прогноза размыва русл внесли И.И.Леви / 89 /, С.Т.Алтунин и И.А.Бузунов / 7, 8 /, В.Н.Гончаров / 28 /, В.С.Лапшенков / 84 /, Ф.Ш.Мухамеджанов / 105 /, Е.К.Рабкова / 113 /, Г.А.Тер-Абрамянц / 149 /, И.А.Шнеер / 161 / и др.

Расчет общего размыва осветленным потоком русл каналов и рек сложенных мелкопесчаными грунтами.

При отсутствии базиса эрозии в размываемом русле по опытным данным при расходе воды 8 л/с и среднем диаметре песка на модели $d_{ср}$ = 1 мм получено

$$\frac{J_l}{J_б} = \frac{\mu_l}{\mu_б}(1-0{,}61)+0{,}61 \quad , \qquad (12.1)$$

а при расходе 10 л/с и $d_{ср}$ = 0,21 мм (данные Шарля Шукри Сакля) -

$$\frac{J_l}{J_б} = \frac{\mu_l}{\mu_б}(1-0{,}45)+0{,}45 \quad . \qquad (12.2)$$

Очевидно, коэффициенты 0,61 и 0,45 в этих выражениях представляют собой частные значения отношения $J_o / J_б$ выражения, полученного из (5.11)

$$\frac{J_l}{J_б} = \frac{\mu_l}{\mu_б}\left(1-\frac{J_o}{J_б}\right)+\frac{J_o}{J_б} \quad , \qquad (12.3)$$

где J_o определяется по формуле С.Т.Алтунина $J_o = (Kd/q)^{2/3}$; здесь K =0,000011; d - средний диаметр отложений, мм.

По выражению (12.3) можно определять изменение уклона по длине размываемого участка, если известна динамика нагрузки потока наносами по длине этого участка. Поскольку нагрузка увеличивается за счет насыщения потока продуктами размыва, проанализируем возможные изменения ее, исходя из схемы на рис. 12.1.

В общем случае продольный профиль размытого дна можно изобразить некоторой кривой, обращенной выпуклостью вверх. Тогда объем смыва на участках размыва S и l , считая от начала размыва,

будет равен $$\Delta W_б = K'' \Delta H_p \; S \; B \quad , \qquad (12.4)$$

где K'' - коэффициент, учитывающий кривизну поверхности размыва

$$\Delta W_l = K'' \Delta H_p \; S \; B - K'' \Delta H_l (S-l) B \quad . \qquad (12.5)$$

Для глубины размыва в створе l

$$\Delta H_l = \Delta H_p \left(\frac{S-l}{S}\right)^{m_1-1} \quad . \qquad (12.6)$$

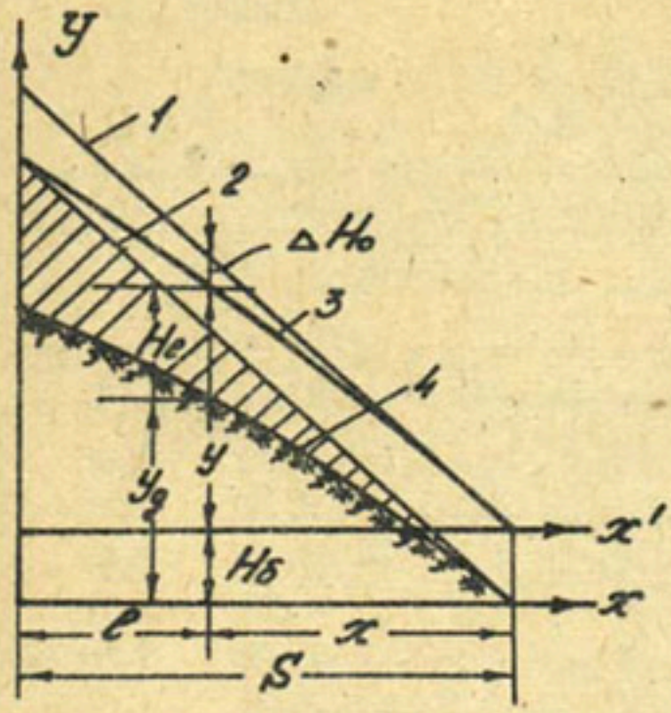


Рис. I2.I. Расчетная схема общего размыва русла в мелкопесчаных грунтах: I, 2 – бытовой уровень водной поверхности и дна; 3, 4 – уровень воды и дна в размытом русле

Тогда (I2.5) запишется в виде

$$\Delta W_\ell = \Delta W_б \left[1 - \left(\frac{S-\ell}{S}\right)^{m_1}\right] . \qquad (I2.7)$$

При отсутствии сброса наносов через плотину объемы ΔW_ℓ и $\Delta W_б$ можно представить как стоки наносов через расчетный створ и створ в конце участка размыва (на выходе в бытовое русло) за время Δt. Следовательно, эти объемы могут быть выражены через расходы наносов, а последние при постоянном расходе воды по длине участка – через удельное содержание наносов в потоке. Поэтому формулу (I2.7) можно написать в виде

$$\mu_\ell = \mu_б \left[1 - \left(\frac{S-\ell}{S}\right)^{m_1}\right] . \qquad (I2.8)$$

Для определения значений m_1 использовали данные об изменении удельного содержания наносов по длине размываемого русла, полученные Шарлем Шукри Сакля в процессе лабораторных исследований в прямолинейном лотке при среднем диаметре наносов $d_{ср}$ = 0,2I мм и отсутствии влияния жесткого порога в конце лотка.

Результаты вычислений показателя степени из выражения (I2.8) приведены в табл. I2.I, из которой видно, что значения этого показателя изменяются по длине размываемого русла.

Среднее значение показателя степени по данным табл. I2.I составляет m = 2,I4. Для практических расчетов можно принять m = 2, тогда (I2.8) получит вид

$$\mu_\ell = \mu_б \left[1 - \left(\frac{S-\ell}{S}\right)^{2}\right] . \qquad (I2.9)$$

Таблица I2.I

Значения показателя степени m_1 в формуле (I2.8) по данным лабораторных исследований

Расстояние от начального створа ℓ, м	Расходы воды, л/с					
	I7,3		I2,6		I0,0	
	m_1 при t, ч					
	2	4	9	I6	I,5	8,5
I	2,78	I,7I	2,59	I,64	8,08	2,06
2	I,78	2,80	2,5I	8,80	8,70	8,07
4	8,00	2,07	2,50	8,I7	8,08	2,67
6	2,27	I,97	2,I0	2,77	2,70	2,40
8	I,76	I,78	I,89	2,57	2,20	2,24
I0	-	I,62	I,80	2,39	2,27	2,08
I2	-	I,43	I,74	2,20	I,97	I,90
I4	-	I,24	I,69	2,05	I,64	I,98
I6	-	I,70	-	2,00	I,3I	2,2I
I8	-	-	-	I,88	-	I,86
20	-	-	-	I,82	-	I,73
22	-	-	-	I,70	-	I,58
24	-	-	-	I,55	-	I,50
26	-	-	-	I,5I	-	I,25
28	-	-	-	I,36	-	-
30	-	-	-	-	-	-
32	-	-	-	-	-	-
Среднее	2,30	I,8I	2,I0	2,I6	2,42	2,08

На рис. I2.2 сопоставлены результаты вычислений относительного количества наносов по выражению (I2.9) с данными лабораторных исследований при трех расходах воды. Использованы также данные лабораторных исследований, при которых на общий размыв русла влиял жесткий порог базиса эрозии. В этом случае величина m по формуле (I2.9) вычисляется следующим образом.

По известному значению μ_ℓ в конце лотка из (I2.9) при $\ell = S_0$ (расстояние от начального створа размыва до базиса эрозии) определяют возможную длину размыва. Полученное значение S_ϕ подставляется в формулу (I2.9) и задаются значениями ℓ от 0 до S_0. В результате определяют μ_ℓ в пределах S_0. На рис. I2.2

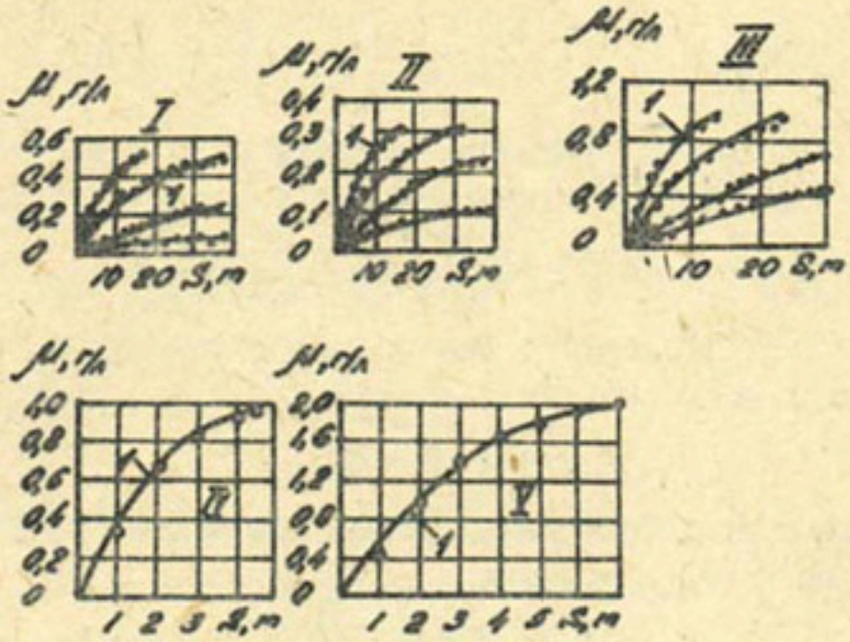


Рис. I2.2. Графики изменения удельного содержания наносов по длине размываемого русла:
○, ● - опытные данные; I - расчет по предлагаемой формуле.
Лабораторные данные Шарля Шукри Сакля (ОАР) при расходах воды л/с: I - I7; II - I2; III - I0;
данные Г.А.Тер-Абрамянца / I49, с. 40-4I / IУ - 25 и У - 28

видно хорошее соответствие расчетных и лабораторных данных.

Общее уравнение кривой свободной поверхности в размываемых руслах нетрудно получить, используя (I2.3). Заменив уклон водной поверхности $J = -dy/dl$,

получим
$$-\frac{dy}{dl} = \frac{\mu_l}{\mu_\delta}(J_\delta - J_0) + J_0 \,. \qquad (I2.I0)$$

Подставляя в (I2.I0) μ_l/μ_δ по выражению (I2.9), имеем

$$-dy = \left\{J_0 + \left[1 + \left(\frac{S-l}{S}\right)^2\right](J_\delta - J_0)\right\} dl \,. \qquad (I2.II)$$

Интегрирование (I2.II) приводит к выражению

$$y = \frac{1}{3}(J_\delta - J_0)\frac{l^3}{S^2} - (J_\delta - J_0)\frac{l^2}{S} - J_0 S + C \,. \qquad (I2.I2)$$

Постоянную интегрирования C определим из условий $l = 0$,

$$y = C = y_0; \quad l = S, \; y = 0, \; C = y_0 = \frac{1}{3}S(2J_\delta + J_0) \,.$$

После подстановки C в (I2.I2) будет

$$y = y_0 + \frac{(J_б - J_0)\ell^3}{3S^2} - \frac{(J_б - J_0)\ell^2}{S} - J_0\ell \ . \qquad (12.13)$$

Для определения снижения уровней воды в расчетных створах выражение (12.13) можно представить в виде

$$\Delta H_0 = J_б S - y_0 + \ell\,(J_б - J_0)\left[\frac{\ell}{S} - 1 - \frac{1}{3}\left(\frac{\ell}{S}\right)^2\right] \ . \qquad (12.14)$$

Уравнение для поверхности дна по рекомендациям С.Т.Алтунина и И.А.Бузунова можно записать в виде

$$y_д = y + H_б - H_\ell \ . \qquad (12.15)$$

Величину снижения дна в расчетном створе находим по формуле С.Т.Алтунина и И.А.Бузунова

$$\Delta H_р = \Delta H_0 + H_\ell - H_б \ . \qquad (12.16)$$

Если из формулы Шези при $y' = 0{,}2$ получить выражение для глубины потока, а затем с помощью полученной зависимости составить соотношение глубин в размываемом и бытовом русле, то

$$H_\ell = H_б \left(\frac{J_б}{J_\ell}\right)^{0{,}235} \ . \qquad (12.17)$$

По средним значениям $\Delta H_р$ вычисляется объем смытых наносов по участкам и суммарный на всей заданной длине размыва. Задаваясь различной длиной размыва S и разбивая ее на расчетные участки, производим расчет общего размыва русла по описанной методике.

Расчетная зависимость длины распространения размыва от времени деформации русла может быть установлена из следующих соображений. Выражение для объема смытых наносов за определенный период размыва представится в виде

$$W_{раз} = B\,\frac{J_б - S^2}{2} - B\int_0^S y_д\,d\ell \ .$$

Подставив в него (12.13) и (12.15), получим

$$W_{раз} = B\,\frac{J_б S^2}{2} - B\int_0^S \left[y_0 + \frac{(J_б - J_0)\ell^3}{3S^2} - \frac{(J_б - J_0)\ell^2}{S} - J_0\ell + H_б - H_\ell\right] d\ell \ .$$

В результате интегрирования написанного равенства и замены H_ℓ средним на участке размыва значением $H_\ell = 0{,}5(0{,}9H_0 + H_б)$ получим

$$\frac{1}{B}W_{раз} = \frac{1}{12}S^2(J_б - J_0) + S\cdot 0{,}5\,(0{,}9H_0 - H_б),$$

откуда $MS^2 + NS - W_{раз}/B = 0$,

где $M = \frac{1}{12}(J_б - J_о)$; $N = \frac{1}{2}(0{,}9H_о - H_б)$.

Решив квадратное уравнение, получим

$$S = \frac{\sqrt{N^2 + \frac{1}{B}4M\,W_{раз}} - N}{2M}. \qquad (12.18)$$

В формуле (12.18) объем размыва можно заменить стоком наносов за расчетный период деформации русла, т.е. $W_{раз} = \sum_{o}^{t} G_i$ (с учетом цикличности колебаний стока) или $W_{раз} = tG_o$ (при расчетах на среднемноголетний сток наносов). Приведенный метод расчета можно рекомендовать для прогноза общего размыва русел рек и каналов в мелкопесчаных грунтах.

Расчет общего размыва с учетом формулы (12.18) выполняется по времени размыва. При известном стоке наносов определяется $W_{раз}$, S по формуле (12.18) и ΔH_o в расчетных створах по зависимости (12.14).

При наличии базиса эрозии длина общего размыва русла ограничивается расстоянием от плотины до места расположения базиса S_o. Задаваясь разной длиной распространения размыва, но меньшей S_o, приведенным методом выполняем расчет для случая отсутствия базиса эрозии. После того, как общий размыв достигнет базиса эрозии, с размываемого участка будет выноситься объем смываемых наносов, выражающийся в уменьшении доли твердого стока в бытовых условиях. Принимая $K = \frac{\mu_\ell}{\mu_б}$ в конечном створе размыва меньше единицы, т.е. 0,9; 0,8 и т.д., по (12.9) вначале вычисляется фиктивная длина распространения размыва $S_ф$ для соответствующего K при $\ell = S_o$, а затем - μ_ℓ при $\ell \leq S_o$.

По средним значениям уклонов между створами можно определить снижение уровней воды на расчетных участках, ограниченных расчетными створами. Последовательным суммированием полученных величин снижения уровня воды, начиная с конца расчетного участка снизу вверх против течения, определяем суммарное снижение уровня воды на расчетных створах, величину снижения дна на расчетных створах и объемы размыва русла по участкам и на всей длине размыва.

Для определения времени размыва необходимо знать объем годо-

вого стока руслоформирующих фракций. Для мелкопесчаных русел сток донных наносов, по исследованиям В.Е.Тузова на р. Вахш, изменяется от 5 % в паводок до 20 % в межень от стока взвешенных наносов.

При расчетах общего размыва с учетом базиса эрозии время размыва определяется делением объема смыва на расчетный сток наносов, который при известном $K = \mu_l / \mu_\delta$ в конечном створе находится по выражению

$$G' = KG_0 . \qquad (12.19)$$

Расчет общего размыва можно выполнить и упрощенным методом.

При наличии базиса эрозии интенсивность общего размыва снижается, в результате чего μ_l по мере размыва русла в конце участка размыва уменьшается (см. рис. 12.2, I, II, III).

Из рис. 12.2 видно, что кривая изменения μ_l по длине размыва русла в пределах участка размыва постепенно уполаживается и, начиная с определенного момента размыва, приближенно может быть заменена прямой, выражаемой уравнением

$$\mu_l = \mu_\delta \frac{l}{S_0} K . \qquad (12.20)$$

Период времени, после которого возможна замена уравнения (12.9) выражением (12.20), зависит от длины участка размыва, ограниченного базисом эрозии, и от расхода воды. Практически его можно приравнять ко времени распространения общего размыва до базиса эрозии, определяемого приведенным методом.

Решив совместно (12.10) и (12.20), получим

$$-dy = \left[K \frac{l}{S_0} (J_\delta - J_0) + J_0\right] dl . \qquad (12.21)$$

Аналогичное выражение предложено В.Н.Гончаровым / 29 /, но только как уравнение, удовлетворяющее граничным условиям процесса занесения верхних бьефов гидроузлов.

После интегрирования (12.21) получим

$$y = J_0 l - \frac{K l^2}{2 S_0} (J_\delta - J_0) + C' , \qquad (12.22)$$

которое представляет собой уравнение квадратичной параболы общего вида $y = ax + bx^2 + c$, предложенное И.А. Бузуновым для свободной поверхности в заиляемых и размываемых руслах.

Постоянную интегрирования выражения (12.22) определим из

граничных условий $\ell = 0$, $y = c' = y_0'$ при $\ell = S_0$, $y = 0$

$$c' = y_0' = J_0 S_0 + \frac{K S_0}{2}(J_\delta - J_0) . \qquad (12.23)$$

Подставляя (12.23) в (12.22), получим

$$y = y_0 - J_0 \ell - \frac{K \ell^2}{2 S_0}(J_\delta - J_0) . \qquad (12.24)$$

Для определения снижения уровня воды в расчетных створах аналогично выражению (12.24) можно записать

$$\Delta H_0 = J_\delta S_0 - y_0' + \ell (J_\delta - J_0)\left(\frac{K\ell}{2S_0} - 1\right) . \qquad (12.25)$$

Поскольку коэффициент K в приведенных формулах уменьшается по мере размыва русла, то его значение зависит от объема размыва или от продолжительности деформации.

Выражение для объема размытых наносов представим в виде

$$W_{раз} = B\left[\int_0^{S_0} (y_g)_n \, d\ell - \int_0^{S_0} (y_g)_{n+1} \, d\ell\right] . \qquad (12.26)$$

Решив совместно (12.15), (12.24) и (12.26), получим

$$\begin{aligned} W_{раз} = {} & B\int_0^{S_0}\left[J_0 S_0 + \frac{K_n S_0}{2}(J_\delta - J_0) - J_0 \ell - \frac{K_n \ell^2}{2S_0}(J_\delta - J_0)\right] d\ell + \\ & + B\int_0^{S_0} H_\delta \, d\ell - B\int_0^{S_0} H_\ell \, d\ell - \left\{B\int_0^{S_0}\left[J_0 S_0 + \frac{K_{n+1} \cdot S_0}{2}(J_\delta - J_0)\right.\right. \\ & \left.\left. + J_0 \ell - \frac{K_{n+1}\ell^2}{2S_0}(J_\delta - J_0)\right] d\ell + B\int_0^{S_0} H_\delta \, d\ell - \int_0^{S_0} H_\ell' \, d\ell\right\} . \end{aligned} \qquad (12.27)$$

Решив (12.27), будем иметь

$$\begin{aligned} W_{раз} = {} & \frac{BK_n S_0^2}{2}(J_\delta - J_0) - \frac{BK_n S_0^2}{6}(J_\delta - J_0) - B\int_0^{S_0} H_\ell \, d\ell - \\ & - \frac{BK_{n+1} S_0^2}{2}(J_\delta - J_0) + \frac{BK_{n+1} S_0^2 (J_\delta - J_0)}{6} + B\int_0^{S_0} H_\ell' \, d\ell . \end{aligned} \qquad (12.28)$$

Так как H_ℓ есть глубина потока в расчетном створе для момента, когда в створе базиса эрозии коэффициент уменьшения стока наносов равен K_n, а глубина H_ℓ' для коэффициента K_{n+1}, то

указанные глубины можно заменить средним значением

$$H_e = 0{,}5(H_o + H_n) \quad \text{и} \quad H_e' = 0{,}5(H_o + H_{n+1}) .$$

Подставив приведенные равенства в выражение (I2.28), получим

$$W_{раз} = \frac{1}{3} B S_o^2 (J_б - J_o)(K_n - K_{n+1}) + \frac{B}{2}(H_{n+1} - H_n) S_o . \qquad (I2.29)$$

С другой стороны, для объема размытых наносов можно записать

$$W_{раз} = t_p G_o \frac{K_n + K_{n+1}}{2} . \qquad (I2.30)$$

Решив совместно (I2.29) и (I2.30), можно записать

$$t_p = \frac{\frac{1}{3} B S_o^2 (J_б - J_o)(K_n - K_{n+1}) + \frac{B}{2} S_o [(H_к)_{n+1} - (H_к)_n]}{0{,}5\, G_o (K_n + K_{n+1})} . \qquad (I2.3I)$$

В начальный момент времени, после того как общий размыв достигнет базиса эрозии, $K_n = I$.

Задаваясь K_{n+1} меньшим единицы, например 0,95, из (I2.3I) определяем время размыва t_p, которое соответствует значению $K_{n+1} = 0{,}95$. Далее за K_n принимается 0,95, и задаемся новым значением K_{n+1}, например $K_{n+1} = 0{,}9$ и т.д.

Чем меньше интервал между K_n и K_{n+1}, тем точнее расчет.

По данным расчета строится график $K_n = f(t_p)$. Зная изменение K_n во времени, по формуле (I2.24) можно построить кривую свободной поверхности, по выражению (I2.25) определить снижение уровня воды и по зависимости (I2.29) вычислить объем размыва каждого значения расчетного времени.

Рассмотрим общий размыв русл каналов и рек оросительных систем с водозабором из верхних бьефов низконапорных гидроузлов. Общий размыв в этих условиях характеризуется тем, что в начальный период эксплуатации из верхнего бьефа будут поступать в некотором количестве руслоформирующие наносы P_t, которые уменьшат интенсивность деформации русла, так как размыв будет происходить за счет разницы транспортирующей способности и нагрузки потока наносами, поступающими из верхнего бьефа.

Для момента, когда транспортирующая способность размытого русла будет равна количеству наносов, поступающих из верхнего бьефа, размыв русла прекратится, и в последующий момент, с увеличением количества сбрасываемых наносов, будет происходить занесение размытого русла на начальном участке и размыв на нижележащем участке.

Таким образом, на участке размыва в транспортируемых потоком наносах можно выделить наносы, поступившие из верхнего бьефа, которые в дальнейшем будем называть транзитными, и поступившие в поток за счет размыва русла, т.е. русловые.

Рассмотрим элементарный участок размываемого русла длиной dS (рис. I2.3).

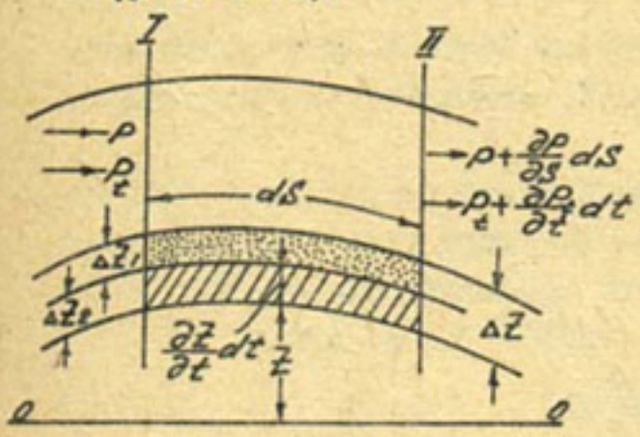


Рис. I2.3. Расчетная схема размыва русла в нижнем бьефе низконапорных гидроузлов.

Через створ I на расчетный участок поступают наносы с расходом ρ, а через створ П выходят наносы с расходом $\rho+\frac{\partial\rho}{\partial S}dS$.

Если бы в размываемое русло поступал осветленный поток (без наносов), то за время dt увеличение количества наносов $\left(\frac{\partial\rho}{\partial S}dS\right)dt$ произошло бы за счет размыва дна на величину ΔZ. Для рассматриваемых условий на расчетный участок поступают транзитные наносы из верхнего бьефа, расход которых увеличивается во времени. Если для заданного момента расход транзитных наносов обозначить через ρ_t, то интенсивность изменения этих наносов можно представить в виде $\rho_t+\frac{\partial\rho_t}{\partial t}dt$, а количество транзитных наносов за время dt составит $\left[\left(\rho_t+\frac{\partial\rho_t}{\partial t}dt\right)-\rho_t\right]dt$. На расчетной схеме их условно можно обозначить в виде слоя толщиной ΔZ_1.

Поскольку транзитные наносы ρ_t входят в общий расход наносов ρ, то увеличение $\left(\frac{\partial\rho}{\partial S}dS\right)dt$ произойдет за счет изменения транзитных наносов и за счет размыва дна русла на рассматриваемом участке на величину ΔZ_2. В нашем случае она будет меньше размыва дна русла ΔZ осветленным потоком на величину ΔZ_1, определяемую количеством транзитных наносов.

Примем, что $\left[\rho+\frac{\partial\rho}{\partial S}dS-\left(\rho_t+\frac{\partial\rho_t}{\partial t}dt\right)\right]dt$ - количество русловых наносов, выходящих за пределы рассматриваемого участка, $(\rho-\rho_t)dt$ - входящих в него.

Отсюда уравнение деформации русла можно представить в виде

$$\left[P+\frac{\partial P}{\partial S}dS-\left(P_t+\frac{\partial P_t}{\partial t}dt\right)\right]dt-(P-P_t)dt=-\gamma' B\frac{\partial z}{\partial t}dt\,dS\ ,$$

откуда $$\frac{dP}{dS}dS-\frac{\partial P_t}{\partial t}dt=-\gamma' B\cdot\frac{\partial z}{\partial t}dS\ .$$

При $\frac{dS}{dt}=v$ $$v\frac{\partial P}{\partial S}-\frac{\partial P_t}{\partial t}=-\gamma' Bv\frac{\partial z}{\partial t}\ . \qquad (12.32)$$

В случае размыва русла осветленным потоком (без наносов), $\frac{\partial P_t}{\partial t}=0$ (12.32) перепишется в виде известного в литературе уравнения деформации русла.

Из (12.32) следует, что интенсивность снижения дна с учетом транзитных наносов будет меньше чем при размыве осветленным потоком.

Для решения поставленной задачи дополнительно к (12.32) используем уравнения транспортирующей способности потока

$$P=f(\rho, Q, U, v)\ , \qquad (12.33)$$

расхода воды $$Q=BHv \qquad (12.34)$$

и

расхода наносов, поступающих из верхнего бьефа

$$P_t=f(P_\delta, K_H, \varepsilon)\ . \qquad (12.35)$$

Транспортирующая способность потока может быть представлена любой из формул, которые имеют одинаковую структуру и дают практически одинаковый результат. Кроме того, решение рассматриваемой задачи предполагается получить в общем виде, и поэтому структура формулы не будет иметь значения. Примем уравнение транспортирующей способности по Ю.Г.Иваненко

$$P=\rho Q=\frac{0{,}057\gamma v(J-J_0)}{\bar{u}\delta}\ . \qquad (12.36)$$

Эта формула в отличие от существующих дает $P=0$ при $J=J_0$.

Ввиду того, что при размыве русла значение коэффициента шероховатости уменьшается, а глубина возрастает, коэффициент Шези для рассматриваемых условий можно принять постоянным.

Выражение (12.36) с учетом (12.34) приведем к виду

$$P=\frac{a_1}{h^4}-\frac{a_2}{h}\ , \qquad (12.37)$$

где $$a_1=\frac{0{,}057\gamma B}{\bar{u}\delta C^2}q^4;\quad a_2=\frac{0{,}057\gamma BJ_0}{\bar{u}\delta}q^2;\quad q=\frac{Q}{B}\ .$$

Определив из (12.37) значение частной производной и принимая

$\frac{\partial z}{\partial t} = -F(h)\frac{\partial h}{\partial t}$, получим

$$q(a_2 h^3 - 4a_1)\frac{\partial h}{\partial S} - \gamma' B q h^5 F(h)\frac{\partial h}{\partial t} = h^6 \frac{\partial P_t}{\partial t} . \qquad (12.38)$$

Функция $F(h)$ в уравнении (12.38) выражает взаимосвязь изменения z и h в процессе размыва с учетом снижения уровня воды. В частном случае $F(h) = K$.

Одно из возможных решений (12.38) получим с помощью обыкновенных дифференциальных уравнений

$$\frac{dS}{q(a_2 h^3 - 4a_1)} = \frac{dh}{h^6 \frac{\partial P_t}{\partial t}} = -\frac{dt}{\gamma' B q h^5 F(h)} , \qquad (12.39)$$

откуда $\frac{\partial P_t}{\partial t} dS = \frac{q}{h}\left(\frac{a_2}{h^2} - \frac{4a_1}{h^5}\right) dh$.

Так как $\frac{q}{h} = v = \frac{dS}{dt}$, то $\frac{\partial P_t}{\partial t} dt = \left(\frac{a_2}{h^2} - \frac{4a_1}{h^5}\right) dh$. (12.40)

Находим квадратуры, принимая, что $P_t = f(t)$, так как рассматривается только начальный створ размыва

$$a_2 \int_h^{h_б} \frac{1}{h^2} dh - 4a_1 \int_h^{h_б} \frac{1}{h^5} dh = \int dP_t + C . \qquad (12.41)$$

Можно (12.41) записать в виде

$$\left(\frac{a_1}{h_б^4} - \frac{a_2}{h_б}\right) - \left(\frac{a_1}{h^4} - \frac{a_2}{h}\right) = P_t + C . \qquad (12.42)$$

Из (12.42) $P_н - P = P_t + C$ (12.43)

где $P_н$ – расход наносов в русле, в котором ожидается размыв.

Общий размыв русел каналов. Для расхода наносов, поступающих в оросительные каналы можно записать

$$P_t = (1 - K_н) P_б (1 - \varepsilon) . \qquad (12.44)$$

Заменяя степень осветления по (5.17), получим

$$P_t = (1 - K_н) P_б \left[1 - (1 - a^n) e^{-\frac{t}{\theta_1}}\right] . \qquad (12.45)$$

Подставляя (12.45) в (12.43) и имея ввиду, что $P_н = P_к$, получим

$$P_к - P = (1 - K_н) P_б \left[1 - (1 - a^n) e^{-t/\theta_1}\right] + C . \qquad (12.46)$$

Для начальных условий из (I2.46)

при $t=0;\ P=P_к;\ -P_t'=-(1-K_н)P_б\left[1-(1-a^h)\right]=C$.

С учетом постоянной выражение (I2.46) примет вид

$$P=P_к-(1-K_н)P_б(1-a^η)(1-e^{-t/Φ_1}) . \qquad (I2.47)$$

Размыв головной части канала будет длиться до того как количество наносов, поступающих в водозаборные сооружения, достигнет транспортирующей способности размытого русла. Решив (I2.45) и (I2.47), получим формулу для определения предельного времени размыва

$$t_{пр}=Φ\ell n\frac{2(1-a^η)(1-K_н)}{(1-K_н)\left[1+(1-a^η)\right]-P_к/P_б} . \qquad (I2.48)$$

Расход наносов в канале $P_к$ определяется по существующим формулам транспортирующей способности для известных его гидравлических элементов.

Для расчета изменения уровенного режима в процессе размыва в пределах расчетного времени размыва ($t\leq t_{пр}$) имеем

транспортирующую способность потока в расчетном створе

$$P_x=P_к-(1-K_н)P_б(1-a^η)(1-e^{-\frac{tx}{Φ_1 S}}) \quad и \qquad (I2.49)$$

уклон водной поверхности в расчетном створе

$$J_x=\frac{P_x}{P_к}(J_к-J_0)+J_0 \ : \qquad (I2.50)$$

Подставив (I2.49) в (I2.50) и заменив $J_x=\frac{dy}{dx}$ после интегрирования и определения постоянной, получим для поверхности воды в размываемом канале

$$y=J_к x-(J_к-J_0)(1-K_н)\frac{P_б}{P_к}(1-a^η)x-(J_к-J_0)(1-K_н)\times$$
$$\times\frac{P_б}{P_к}(1-a^η)\frac{Φ_1 S}{t}e^{-\frac{tx}{Φ_1 S}}+(J_к-J_0)\frac{Φ_1 S}{t}(1-K_н)(1-a^η)\frac{P_б}{P_к} . \qquad (I2.51)$$

Имея ввиду, что $\Delta H_0=J_к x-y$, для снижения уровня воды в расчетных створах канала можно записать

$$\Delta H_0=(J_к-J_0)(1-K_н)\frac{P_б}{P_к}(1-a^η)x-$$
$$-(J_к-J_0)\frac{Φ_1 S}{t}(1-K_н)(1-a^η)\frac{P_б}{P_к}(1-e^{-\frac{tx}{Φ_1 S}}) . \qquad (I2.52)$$

Длину распространения размыва определим из объема размыва

$$W_{раз} = B\frac{J_к \cdot S^2}{2} - B\int_0^S y_g\,dx \ . \qquad (12.53)$$

С другой стороны, объем размыва должен быть равен разности между транспортирующей способностью канала и количеством поступающих в канал наносов, т.е.

$$W_{раз} = tG_к - \frac{T}{\gamma_н}\int_0^t P_t\,dt \ . \qquad (12.54)$$

Выражение для расчета количества наносов, поступающих в канал, можно представить в виде

$$\frac{T_1}{\gamma_н}\int_0^t P_t\,dt = \frac{(1-K_н)T_1}{\gamma_н}\left[P_g t - P_g(1-a^n)\Phi_1\left(1-e^{-t/\Phi_1}\right)\right] . \qquad (12.55)$$

Решив совместно (12.53), (12.54) и (12.55), будем иметь

$$\frac{W_{раз}}{B} = S^2(J_к - J_0)(1-K_н)(1-a^n)\frac{P_g}{P_к}\left(\frac{\Phi_1^2}{t^2}+\frac{1}{2}-\frac{\Phi_1^2}{t^2}e^{-\frac{t}{\Phi_1}}-\frac{\Phi_1}{t}\right)+ \\ + \frac{H_р - H_к}{2}\cdot S \qquad (12.56)$$

откуда получим

$$S = \frac{\sqrt{N^2+4M\frac{1}{B}\left\{tG_к - \frac{T_1(1-K_н)}{\gamma_н}\left[P_g t - P_g(1-a^n)\Phi_1\left(1-e^{-t/\Phi_1}\right)\right]\right\}} - N}{2M} \qquad (12.57)$$

где $M = (J_к - J_0)(1-K_н)(1-a^n)\frac{P_g}{P_к}\left(\frac{\Phi_1^2}{t^2}+\frac{1}{2}-\frac{\Phi_1^2}{t^2}e^{-t/\Phi_1}-\frac{\Phi_1}{t}\right)$,

$N = 0{,}5\,(H_р - H_к)$,

$H_р = H_к\left(\frac{J_к}{J_р}\right)^{0{,}286}$.

Если в (12.57) пренебречь значением N , то

$$S = \sqrt{\frac{tG_к - \frac{T_1(1-K_н)}{\gamma_н}\left[P_g t - P_g(1-a^n)\Phi_1\left(1-e^{-t/\Phi_1}\right)\right]}{BM}} \ . \qquad (12.58)$$

Уклон водной поверхности в начальном створе размываемого участка канала определится по формуле, полученной совместным решением

I2.49) и (I2.50) при $x=S$

$$J_p=\left[1-(1-K_н)\frac{P_б}{P_к}(1-a^n)(1-e^{-t/\Phi_1})\right](J_к-J_0)+J_0 \ . \qquad (I2.59)$$

Общий размыв русел рек в нижнем бьефе гидроузлов.

Для расхода наносов, проходящих через плотину в нижний бьеф, с учетом доли наносов, поступающих в водозаборные сооружения, можно записать $P_t=K_н P_б(1-\varepsilon)$ (I2.60)

Заменяя ε по формуле (5.I7), получим

$$P_t=K_н P_б\left[1-(1-a^n)e^{-t/\Phi_1}\right] . \qquad (I2.6I)$$

Формулу С.Х.Абальянца для определения мутности потока представим в виде $\rho=K\frac{v^3}{UH}=K\frac{Q^3}{B^3H^4U}$.

Так как поперечное сечение русл рек расчитывается по приближенным формулам $B\cong K_1Q^{0,5}$ и $H\cong K_2Q^{0,1}$, то изменение расхода наносов от расхода воды будет $P=\rho Q\approx\frac{K}{U}Q$. (I2.62)

В связи с тем, что расход воды, поступающей в нижний бьеф, будет отличаться от расхода воды верхнего бьефа на величину водозабора, отношение расхода наносов, отвечающего транспортирующей способности потока, в русле нижнего бьефа к расходу наносов в бытовом русле с учетом (I2.62), можно записать в виде

$$\frac{P_н}{P_б}\approx\frac{Q_н}{Q} . \qquad (I2.63)$$

Так как в нижнем бьефе $Q_н=Q-Q_з$, то (I2.63) перепишется так $\frac{P_н}{P_б}=1-\frac{Q_з}{Q}=1-\psi$,

откуда $P_н=P_б(1-\psi)$. (I2.64)

Выражение (I2.43) с учетом (I2.60) и (I2.64) можно представить в виде $(1-\psi)P_б-P=K_н P_б\left[1-(1-a^n)e^{-t/\Phi_1}\right]+C$. (I2.65)

Постоянную интегрирования C при $t=0$, $P_t'=K_н P_б\left[1-(1-a^n)\right]$;

$$P=(1-\psi)P_б .$$

Из (I2.65) $$C = -P_t' = -K_н P_б \left[1-(1-a^n)\right] . \qquad (I2.66)$$

Подставив (I2.66) в (I2.65), получим

$$P = P_б \left[1-\psi-K_н(1-a^n)(1-e^{-\frac{t}{\Phi_1}})\right] . \qquad (I2.67)$$

Формула (I2.67) выражает изменение транспортирующей способности потока в нижнем бьефе в начале размываемого участка в зависимости от условий забора воды и наносов, а также от продолжительности размыва русла.

Размыв русла в начальном створе размываемого участка нижнего бьефа прекратится, когда расход сбрасываемых из верхнего бьефа наносов достигнет транспортирующей способности размытого русла в этом створе. Приравняв правые части (I2.6I) и (I2.67) и решив относительно t , получим для определения предельного времени размыва

$$t_{пр} = \Phi_1 \ln \frac{2K_н(1-a^n)}{K_н+\psi+K_н(1-a^n)-1} = \Phi_1 \ln \frac{2K_н\varepsilon'}{K_н+\psi+K_н\varepsilon'-1} , \qquad (I2.68)$$

где $\varepsilon' = (\ I - a^n\ )$ - первоначальная степень осветления бьефа. Когда $K_н + \psi = I$ (I2.68) перепишется в виде

$$t_{пр} = \Phi_1 \ln 2 = 0{,}7\Phi_1 . \qquad (I2.69)$$

Формулу (I2.67) для расчетного створа, расположенного в пределах заданной длины размыва, можно записать так:

$$P_x = P_б\left[1-\psi-K_н(1-a^n)(1-e^{-\frac{tx}{\Phi_1 S}})\right] . \qquad (I2.70)$$

Формула, взаимосвязывающая изменение уклона водной поверхности в расчетных створах с расходом наносов в каждом створе, для рассматриваемых условий имеет вид

$$J_x = \frac{P_x}{(1-\psi)P_б}(J_б - J_0) + J_0 . \qquad (I2.7I)$$

Решив (I2.70) и (I2.7I) после замены $J_x = dy/dx$, интегрирования и определения постоянной интегрирования, получим уравнение кривой свободной поверхности в виде

$$y = J_б x - (J_б - J_0)\frac{K_н}{1-\psi}(1-a^n)x - (J_б - J_0)\frac{K_н}{1-\psi}(1-a^n)\frac{\Phi_1 S}{t}e^{-\frac{tx}{\Phi_1 S}} +$$

$$+ \frac{\Phi S}{t}\ \frac{K_н}{1-\psi}(J_б - J_0)(1-a^n) . \qquad (I2.72)$$

Для определения снижения уровня воды в расчетных створах $\Delta H_0 = J_б x - y$, с учетом (I2.72)

$$\Delta H_0 = (J_б - J_0)\frac{K_н}{1-\psi}(1-a^n)x - \frac{\Phi S}{t}\frac{K_н}{1-\psi}(J_б - J_0)(1-a^n)\left(1-e^{-\frac{tx}{\Phi_1 S}}\right). \quad (I2.73)$$

Для створа гидроузла при $x = S$

$$\Delta H_0 = (J_б - J_0)(1-a^n)\frac{K_н}{1-\psi} S\left[1-\frac{\Phi}{t}\left(1-e^{-\frac{t}{\Phi_1}}\right)\right] . \quad (I2.74)$$

Для получения формулы длины распространения S использованы зависимости:

объема размыва согласно расчетной схеме (см.рис.I2.I)

$$W_{раз} = B\left[\frac{J_к S^2}{2} - \int_0^S y_g\, dx\right] , \quad (I2.75)$$

объема размыва, представляющая собой разность между стоком наносов в русле реки, который определяется по гидравлическим элементам, и стоком наносов, поступающих из верхнего бьефа

$$W_{раз} = (1-\psi)tG_0 - \frac{K_н T_1}{\gamma_н}\int_0^t P_б\left[1-(1-a^n)e^{-t/\Phi_1}\right]dt , \quad (I2.76)$$

стока наносов, поступающих из верхнего бьефа по мере его занесения в нижний бьеф

$$\frac{K_н T_1}{\gamma_н}\int_0^t P_б\left[1-(1-a^n)e^{-t/\Phi_1}\right]dt = \frac{K_н T_1}{\gamma_н}\left[P_б t - P_б(1-a^n)\Phi_1\left(1-e^{-t/\Phi_1}\right)\right], \quad (I2.77)$$

поверхности дна (I2.I5) и кривой свободной поверхности (I2.72) Решив их совместно, получим

$$S = \frac{\sqrt{N^2 + 4M\frac{1}{B}\left\{(1-\psi)tG_0 - \frac{T_1 K_н}{\gamma_н}\left[P_б t - P_б(1-a^n)\Phi_1\left(1-e^{-t/\Phi_1}\right)\right]\right\}} - N}{2M} , \quad (I2.78)$$

где $N = 0{,}5(H_p - H_б)$, $H_p = H_б\left(\frac{J_б}{J_p}\right)^{0{,}286}$,

$$M = \frac{(J_б - J_0)K_н(1-a^n)}{1-\psi}\left(\frac{\Phi_1^2}{t^2} + \frac{1}{2} - \frac{\Phi_1^2}{t^2}e^{-\frac{t}{\Phi_1}} - \frac{\Phi_1}{t}\right) .$$

Уклон водной поверхности в начальном створе размываемого участка определится по формуле, полученной совместным решением

(I2.70) и (I2.7I) при $x = S$

$$J_p = \left[1 - \frac{K_н}{1-\psi}(1-a^n)\left(1-e^{-\frac{t}{\Phi_1}}\right)\right](J_б - J_o) + J_o \cdot \qquad (I2.79)$$

Для упрощения расчетов в (I2.54) значением N можно пренебречь. Тогда получим

$$S = \sqrt{\frac{(1-\psi)tG_o - \frac{T_1 K_н}{\gamma_н}\left[P_б t - P_б(1-a^n)\Phi_1\left(1-e^{-t/\Phi_1}\right)\right]}{BM}} \cdot \qquad (I2.80)$$

Для приближенной оценки длины распространения размыва (I2.75) запишем в виде $W_{раз} = \frac{BJ_б S^2}{2} - \frac{BJ_{ср} S^2}{2} = \frac{S^2 B}{2}(J_б - J_{ср})$ (I2.8I)

Средний уклон на участке размыва $J_{ср} = 0{,}5(J_б - J_р)$ (I2.82)

Из (I2.8I) можно записать $S = \sqrt{\frac{2W_{раз}}{B(J_б - J_{ср})}} \cdot \qquad (I2.83)$

Это выражение рекомендовалось ранее рядом исследователей. В нем объем размыва принимался равным стоку наносов в нижнем бьефе. Это справедливо только при размыве русла осветленным потоком, когда не учитывается поступление наносов из верхнего бьефа. Зависимость (I2.83) с учетом (I2.76) представим так

$$S = \sqrt{\frac{2\left\{(1-\psi)tG_o - \frac{T_1 K_н}{\gamma_н}\left[P_б t - P_б(1-a^n)\Phi_1\left(1-e^{-t/\Phi_1}\right)\right]\right\}}{B(J_б - J_{ср})}} \cdot \qquad (I2.84)$$

Выражение (I2.75) можно заменить приближенно

$$\frac{W_{раз}}{B} = \frac{1}{2} J_б S^2 - \frac{1}{2} \gamma_g S \cdot \qquad (I2.85)$$

Подставив в (I2.85) выражения (I2.I5) и (I2.72) (при $x = S$), получим

$$\frac{2W_{раз}}{B} = S^2\left[(J_б - J_o)(1-a^n)\frac{K_н}{1-\psi}\right]\left(1 + \frac{\Phi}{t}e^{-t/\Phi_1} - \frac{\Phi}{t}\right) + \frac{H_р - H_б}{2} S \cdot \qquad (I2.86)$$

Выражение (I2.86) перепишем в виде

$$M_1 S^2 + N_1 S - 2W_{раз}/B = 0 \ , \qquad (I2.87)$$

из него $$S = \frac{\sqrt{N_1^2 + 8M_1 \frac{1}{B} W_{раз}} - N_1}{2M_1} \cdot \qquad (I2.88)$$

Пренебрегая в (I2.88) N_1 и выразив $W_{раз}$ по (I2.76), получим

$$S=\sqrt{\frac{2\left\{(1-\psi)tG_0-\frac{T_1K_н}{\gamma_н}\left[P_б t-P_б(1-a^{\eta})\Phi_1(1-e^{-t/\Phi_1})\right]\right\}}{BM_1}}, \quad (I2.89)$$

где $$M_1=(J_б-J_0)(1-a^{\eta})\frac{K_н}{1-\psi}\left(1+\frac{\Phi_1}{t}e^{-\frac{t}{\Phi_1}}-\frac{\Phi_1}{t}\right).$$

Ширину русла, входящую в рекомендуемые расчетные формулы для определения длины участка размыва, можно определить по рекомендациям С.Т.Алтунина.

П р о в е р к а в о з м о ж н о с т и п о я в л е н и я отмостки дна крупными фракциями в период общего размыва русла.

Изложенный метод расчета общего размыва русла с учетом наносов, поступающих из верхнего бьефа, позволяет рассчитать снижение уровня воды и дна до момента, когда в канале или нижнем бьефе начинается процесс завала наносами. Но при общем размыве в зависимости от размеров верхнего бьефа может наступить явление самоотмостки раньше, чем наступит завал наносами. Для этого и разработан метод выявления возможности появления самоотмостки.

Процесс общего размыва имеет некоторую аналогию с занесением, так как при размыве изменяются гидравлические элементы и уменьшается доля наносов, уносимых с размываемого участка. Её можно определить по выражению

$$\mathcal{E}=1-\left(\frac{\omega_б}{\omega_г}\right)^{\eta}\left(\frac{B_г}{B_б}\right)^{\frac{1}{2m}},$$

где $\omega_г$ - площадь размытого русла.

Если $\omega = BH$ и $B_г = B_б$, что для размыва русла допустимо, то $$\mathcal{E}=1-\left(\frac{H_б}{H_г}\right)^{\eta}. \quad (I2.90)$$

Рассмотрим общий случай и примем

$$H_г=H_б\left(\frac{J_б}{J_г}\right)^{x}. \quad (I2.9I)$$

Решив совместно (I2.9I) с (I2.90), получим

$$\mathcal{E}=1-\left(\frac{J_г}{J_б}\right)^{x\eta}. \quad (I2.92)$$

Для начального створа размыва $J_t = J_p$. Решив совместно (I2.79) и (I2.92), будем иметь

$$\varepsilon = 1 - \frac{\left\{\left[1 - \frac{K_н}{1-\psi}(1-\alpha^{\eta})\left(1-e^{-t/\phi_1}\right)\right](J_б - J_0) + J_0\right\}^{x\eta}}{J_б^{x\eta}} . \qquad (I2.93)$$

Из (4.3) имеем $d_i = \mathcal{D}(1-\varepsilon)^m$. (I2.94)

Подставив (I2.93) в (I2.94), получим

$$d_i = \mathcal{D}\frac{\left\{\left[1 - \frac{K_н}{1-\psi}(1-\alpha^{\eta})\left(1-e^{-\frac{t}{\phi_1}}\right)\right](J_б - J_0) + J_0\right\}^{x\eta m}}{J_б^{x\eta m}} , \qquad (I2.95)$$

для песчаных наносов $x\eta m = \frac{0{,}295 \cdot 3{,}5 \cdot m}{m} = 1{,}03$, а

для галечниково-гравелистых – $x\eta m = \frac{0{,}286 \cdot 3{,}5 \cdot m}{m} = 1{,}0$.

Таким образом, независимо от вида наносов, можно записать выражение для определения наименьшего размера камня самоотмостки

$$d_i = \mathcal{D}\frac{\left[1 - \frac{K_н}{1-\psi}(1-\alpha^{\eta})\left(1-e^{-t/\phi_1}\right)\right](J_б - J_0) + J_0}{J_б} . \qquad (I2.96)$$

Подставляя в (I2.96) $t_{пр}$, можно определить наименьший размер камня, остающегося несмытым к началу процесса завала. Для этого же времени величина снижения дна может быть рассчитана по предлагаемому нами методу. Глубина размыва дна, по предложению И.А.Бузунова / II, с. 228 /, для момента появления самоотмостки

$$\Delta H_p = \frac{\pi(\mathcal{D} + d_i)}{4K'_н(1-n)\Sigma q_e} - 0{,}01\, d_i , \qquad (I2.97)$$

где $K'_н$ – коэффициент неравномерности расположения крупных камней, равный 0,75 – 0,90; n – порозность наносных отложений; Σq_e – суммарный процент содержания всех фракций диаметром $d > d_i$

Если глубина по формуле (I2.97) будет больше ΔH_p по предлагаемому нами методу, то самоотмостка в период общего размыва $t_{пр}$ отсутствует.

Сопоставление результатов расчета общего размыва русла по предлагаемому методу с натурными и лабораторными данными.

Приустьевой участок р. Вахш длиной 44 км, сложенный из мелкопесчаных грунтов $d_{ср}$ = 0,3 мм, был исследован в лаборатории отдела русл САНИИРИ. В конце модели дно было закреплено жестким порогом, имитирующим закрепленный базис эрозии. Берега реки сложены из неразмываемых грунтов. Лабораторные данные были пересчитаны в натуру. Расчет общего размыва осветленным потоком выполнялся предлагаемыми нами методами последовательного суммирования и упрощенным. При расчете приняты следующие исходные данные.

Руслоформирующий расход воды р. Вахш равен 1800 м^3/с. Средний уклон водной поверхности на исследуемом участке в бытовых условиях $J_б$ = 0,00022. Средняя ширина русла по урезу воды B = 374 м, средняя глубина $H_б$ = 3,16 м и погонный расход q = 4,8 м^3/см. Критический уклон по формуле С.Т.Алтунина равен $J_о$ = 0,00008. Расстояние до базиса эрозии $S_о$ = 44 км. Сток наносов (10^6 м^3) для исследованного на модели периода размыва:

1941-1942	1943-1948	1949	1950-1952
14,7	5,6	14,7	4,75

Результаты расчета хорошо подтверждаются лабораторными данными (рис. 12.4).

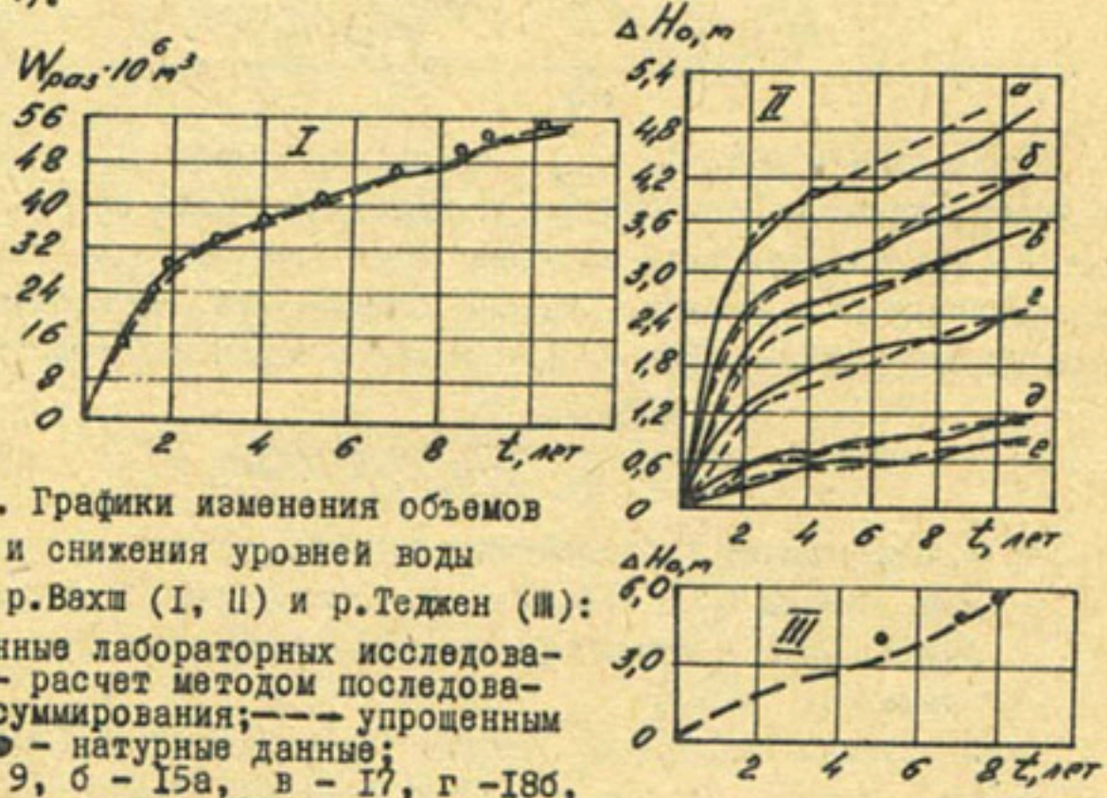


Рис. 12.4. Графики изменения объемов размыва и снижения уровней воды в русле р.Вахш (I, II) и р.Теджен (III):

——— – данные лабораторных исследований; О – расчет методом последовательного суммирования; – – – упрощенным методом; ● – натурные данные; а – створ 9, б – 15а, в – 17, г –18б, д – 19б и е – створ 20

На рис. I2.4 проявилась закономерность, характерная для общего размыва русла осветленным потоком. В створе 9, который расположен в начале размываемого участка, снижение уровня воды происходило первые четыре года, а затем до шести лет не наблюдалось снижение уровня воды. И наконец, после шести лет вновь отмечается снижение уровня воды.

Такой скачкообразный характер понижения уровня объясняется тем, что в процессе размыва на начальном участке русла определенной протяженности формируется малый уклон дна, при котором размыв этого участка временно замедляется. Деформация ниже расположенного участка вызывает попятную эрозию, за счет чего размыв русла постепенно перемещается вверх по течению, и на начальном участке вновь происходят размыв русла и снижение уровня воды. Это выражается возрастанием графика после шести лет размыва. За счет этого результаты расчета могут превышать фактические значения снижений уровня воды.

Отметим, что приведенный расчет общего размыва выполнен для условия поступления на размываемый участок осветленного потока, так как все наносы должны задерживаться расположенным выше водохранилищем. В действительности на р. Вахш значительная часть стока донных руслоформирующих наносов поступает из притоков, расположенных ниже водохранилища. Поэтому результаты расчета будут отличаться от фактического хода размыва русла р. Вахш.

Тедженский гидроузел вступил в эксплуатацию в I950 г. Полевые исследования проводились в I954 г. САНИИРИ (А.В.Ефремов), в I956 и I957 гг. - Туркменгипроводхозом.

Расчет общего размыва русла р. Теджен проведен по предлагаемому методу с учетом размыва берегов для случая отсутствия базиса эрозии, при следующих исходных данных.

Руслоформирующий расход воды, по данным гидрографа за I954 г. Q = 260 м^3/с с длительностью действия I5-20 дней. Бытовой уклон водной поверхности $J_б$ = 0,000847. Коэффициент шероховатости n = 0,025. Бытовая ширина русла B = 80 м. Погонный расход воды q = 260/80 = 3,25 м^3/с. Средний диаметр смеси мелкопесчаных наносов $d_{ср}$ = 0,27 мм.

Сток руслоформирующих наносов принят за I0 % от стока взвешенных наносов (табл. I2.2).

По формуле (I2.I8) определяется длина распространения размыва в зависимости от стока руслоформирующих наносов, снижение уровня

Таблица I2.2

Сток руслоформирующих наносов р. Теджен

Показатель	t, лет							
	I	2	3	4	5	6	7	8
	Годы							
	I950	I95I	I952	I953	I954	I955	I956	I957
$P_{взв.}$ $I0^6$ м³	2,28	4,35	2,53	7,I3	7,24	8,93	23,6	27
P_g $I0^6$ м³	0,228	0,435	0,253	0,7I3	0,724	0,893	2,36	2,7
$\sum^g P_g$ $I0^6$ м³	0,228	0,663	0,9I6	I,629	2,353	3,246	5,60	8,8

воды в начале размываемого участка - по (I2.I4) при $\ell_1 = 0$.

Поэтому получим $$\Delta H_0 = J_б S - \frac{S}{3}(2J_б + J_0) .$$

Критический уклон J_0 определяли по формуле С.Т.Алтунина. Рассчитаны $J_0 = 0{,}000087$ и $M = 0{,}00002I5$.

Результаты расчета приведены в табл. I2.3.

Таблица I2.3

Расчетные снижения уровня воды в нижнем бьефе Тедженской плотины

Показатель	t, лет							
	I	2	3	4	5	6	7	8
S, км	II,5	I9,6	23,I	30,8	37,I	42,9	57,2	69,5
ΔH_0, м	I,0	I,7	2,0	2,7	3,25	3,8	4,9	6,0

Сопоставление результатов расчета и натурных данных (рис. I2.4 (Ш) показало, что расчет хорошо подтверждается натурными данными.

Расчет продолжительности деформации русла до начала возникновения процесса завала нижнего бьефа произведем на примере некоторых низконапорных гидроузлов (табл. I2.4).

В нижнем бьефе Куйганярской плотины размыв дна наблюдался первые четыре года. Затем дно в нижнем бьефе стало повышаться / 5, с. 95-98 /, на Кампырраватском по натурным данным В.Н.Шолохова в течение первых двух-трех лет. В дальнейшем происходило повы-

Таблица I2.4

Показатель	Гидроузел	
	Куйганярский	Кампырраватский
G_0 , 10^6 м³/год	0,108	0,15
V_0 , 10^6 м³	0,383	0,241
η	1,4	1,0
$a = V_{рн} / V_н$	0,48	0,59
$1 - a$	0,52	0,41
a^η	0,33	0,59
$1 - a^\eta$	0,65	0,41
A_0	0,874	1,0
ψ	0,33	0,20
$K_п$	0,65	0,80
Φ_1 , лет	5,57	8,9
$t_{пр}$, лет	4,13	2,7

шение дна нижнего бьефа за счет отложения части донных наносов, сбрасываемых через плотину.

Сравнение результатов расчета снижения уровней воды и длины размыва русла с данными натурных исследований проведено на примере Куйганярского гидроузла.

Среднепаводковый расход воды в верхнем бьефе $Q_п$ = 298 м³/с, водозабор в канал составляет 100 м³/с. доля водозабора ψ = 0,33; расход воды в нижнем бьефе $Q_п$ = 198 м³/с, $H_б$ = 1,9 м, $J_б$ = 0,0021; остальные показатели в табл. I2.4. За расчетную единицу времени принят год.

Поскольку до 90 % наносов проходит за период паводка в течение 120 сут, то число секунд в расчетной единице времени при подсчете стока наносов принимаем $120 \cdot 86{,}4 \cdot 10^3 = 10{,}368 \cdot 10^6$ с. Расход наносов в бытовых условиях за период паводка при годовом стоке наносов $108 \cdot 10^3$ м³ равен 19,77 кг/с.

Сток наносов в русле нижнего бьефа за период предельного времени размыва $t_{пр}$ = 4,13 года составит

$(1 - \psi)\, t_{пр}\, G_0 = 0{,}67 \cdot 4{,}13 \cdot 108 \cdot 10^3 = 298{,}85 \cdot 10^3$ м³.

Ширина русла по формуле С.Т.Алтунина B=53,2 м. Уклон водной поверхности в начальном створе размываемого участка русла для $t_{пр}$ = 4,13 года по (I2.79) равен $J_р$ = 0,0018. Глубина в размытом русле $H_р$ = 2,0 м; M = 0,000064; N = 0,05; M_1 = 0,000166;

сток наносов, поступающих из верхнего бьефа, по формуле (I2.77) равен I56,6·I0^{6}м^{3}. По формуле (I2.74) $\Delta H_0 = 0{,}000I668\,S$. По рекомендуемым формулам (I2.78), (I2.80), (I2.84) и (I2.89) подсчитаны значения S , которые соответственно равны 6076, 6467, 5970 и 5676 м. Снижение уровней воды соответственно равно I,0I3 м; I,078; 0,995 и 0,946 м. По натурным данным / II, с. 95--98 / понижение уровня воды за первые четыре года составило I,0 м. В дальнейшем дно русла стало повышаться.

Проведенное сопоставление показывает, что рекомендуемые методы расчета общего размыва русла как осветленным потоком, так и с учетом поступающих наносов хорошо подтверждается данными натурных и лабораторных исследований.

Рекомендуемые методы расчета позволяют установить характер изменения уровенного режима в каналах и в нижних бьефах гидроузлов, где осуществляется водозабор в бесплотинные оросительные системы, и своевременно разработать мероприятия по обеспечению командного уровня для соблюдения режима расходов.
Кроме того, служба эксплуатации оросительных систем может использовать предлагаемый метод определения наносов, поступающих в каналы, и заранее определять объемы очистки наносов, чтобы своевременно обеспечить требуемую пропускную способность каналов.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Дефицит воды, который особенно ощущается в маловодные годы, создает определенные трудности в орошении земель. Поэтому главной задачей проектировщиков и служб эксплуатации является повышение водообеспеченности орошаемых земель за счет выполнения комплекса мероприятий, направленных на экономное расходование воды, рост эффективности и надежности работы водохранилищ и всех элементов оросительной системы.

Гарантированная подача воды из водохранилищ обусловлена сохранением их регулирующей способности, что требует соответствующих режимов эксплуатации и мероприятий, снижающих интенсивность заиления и занесения как водохранилищ, так и верхних бьефов низконапорных гидроузлов.

На повышение коэффициента полезного действия и водоотдачи источников орошения направлены меры по предотвращению непроизводительных потерь жидкого стока во всех звеньях оросительной системы: борьба с фильтрацией из каналов и на полях, снижение потерь на испарение зеркала водохранилищ и транспирацию растениями.

К существенным потерям воды и ухудшению мелиоративного состояния земель из-за переувлажнения ведет отсутствие водоучета и строгого контроля за водораспределением.

В условиях полного использования водоисточника и ограниченного водопотребления экономия воды достигается за счет расходования ее в строгом соответствии с научно-обоснованными нормами орошения.

Одним из нежелательных явлений в процессе эксплуатации водохранилищ является зарастание мелководий высшей водной растительностью, которая сокращает полезный объем водохранилищ, ухудшает качество воды, увеличивает потери на транспирацию и тем самым наносит ущерб народному хозяйству.

Наряду с уничтожением растительности, борьба с зарастанием может выполняться путем целенаправленного заиления мелководий и использования этих площадей для посевов различных сельхозкультур. За счет этого можно сократить и потери на испарение.

Важнейшей задачей службы эксплуатации является улучшение технического состояния оросительных систем путем их реконструкции на основе новых научных достижений.

Использование новых научно-обоснованных методов прогноза оптимальных элементов и режимов эксплуатации открытых оросительных систем позволит создать более совершенные оросительные системы с надежной работой всех их звеньев от водохранилищ до водоотводящей сети.

Эффективность эксплуатации отдельных водохранилищ ирригационно-энергетического назначения можно повысить применением экономически выгодного режима наполнения и сработки чаши.

Наряду с перечисленными мерами повышение водоотдачи источниками орошения может осуществляться перераспределением стока между регионами. Этот способ в ближайшем будущем станет единственно приемлемым для решения целого комплекса проблем ряда районов, уже полностью задействовавших на орошение собственные водные ресурсы.

ЛИТЕРАТУРА

I. Абальянц С.Х. Устойчивые и переходные режимы в искусственных руслах. Л.: Гидрометеоиздат, I98I, 240 с.

2. Абдураупов Р.Р. Расчет занесения нижнего бьефа низконапорных гидроузлов наносами. - Вопр. гидротехники, вып. 27. Ташкент, I965, с. 39-5I.

3. Авакян А.Б., Солтанкин В.П., Фортунатов М.А., Шарапов В.А. Классификация водохранилищ по важнейшим параметрам. - Гидротехническое стр-во, I978, № I2, с. 44-48.

4. Агроскин И.И., Штеренлихт Д.В. Уточненная формула для коэффициента Шези. - Гидротехника и мелиорация, I965, № 9, с. 32--34.

5. Алтунин С.Т. Водозаборные узлы и водохранилища. М., I964, 43I с.

6. Алтунин В.С., Алиев Т.А., Халыкличев Б.Р., Гидравлические расчеты устойчивого русла канала в легкоразмываемых грунтах. - Гидротехническое стр-во, I980, № 8, с. 22-26.

7. Алтунин В.С. Деформация русл каналов. М.: Колос, I972, I20с.

8. Алтунин С.Т. Заиление водохранилищ и размыв русл в нижнем бьефе плотин. Русловые процессы. М.: Изд-во АН СССР, I958.

9. Алтунин В.С. Мелиоративные каналы в земляных руслах. М.: Колос, I979, 255 с.

I0. Алтунин С.Т., Бузунов И.А. О некоторых вопросах формирования речных русл в связи с их регулированием. - Тр. Ин-та сооружений, Ташкент, I952, вып. 3, с. 3-25.

II. Алтунин С.Т. Регулирование русл. М.: Сельхозиздат, I958, 336 с.

I2. Амбарцумян Г.А., Гаракян Г.А. Сифонный шахтный водосброс. - Гидротехника и мелиорация, I958, № 9, с. 27-34.

I3. Амбарцумян Г.А. Щит-сифон и его применение в гидротехнике. - Информ. письмо № I, Ереван: АрмНИИГиМ, I956, II с.

I4. Анапольская Л.Е. Режим скоростей ветра на территории СССР, Л.: Гидрометеоиздат, I96I, 200 с.

I5. Ануфриев В.Е. Трубчатые сифонные водовыпуски. - Гидротехническое стр-во, I947, № 5, 28 с.

I6. Артамонов К.Ф. Регулировочные сооружения при водозаборе на реках в предгорных районах. Фрунзе: изд-во АН КиргССР, I963, 344 с.

I7. Бочарин А.В. Основы расчета поступления плотных потоков в водозаборные отверстия. - Вопр. гидротехники, вып. I3. Ташкент:

изд-во АН УзССР, 1963, с. 105-122.
18. Белесков Б.И., Кожевникова М.С., Осадчая И.В. Определение расчетной скорости ветра для проектируемых водохранилищ и малых водоемов. - Изв. АН УзССР, сер. техн.наук, № 2, 1986, с. 47-50.
19. Белесков Б.И., Перепелкина В.В. Определение энергии ветровых волн при расчетах устойчивости неукрепленных откосов. - Изв. АН УзССР, сер. техн.наук, № 5, 1985, с. 61-64.
20. Брукс К., Карузерс Г. Применение статистических методов в метеорологии. Л., 1963, 416 с.
21. Верная Э.С. и др. Сифоны с автоматической зарядной камерой. - Гидротехника и мелиорация, 1979, № 11, с. 65-67.
22. Волнян В.А. Применение сифона при намыве дамбы. - Гидротехническое стр-во, 1945, № 3, 17 с.
23. Волны и их воздействия на сооружения. Л.: Энергия, 1969, 772 с.
24. Волшаник В.В., Матушевский Г.В. Энергия морских ветровых волн и принципы ее преобразования. - Гидротехническое стр-во, 1985, № 4, с. 41-45.
25. Вызго М.С. К вопросу о расчете уклона и ширины устойчивого русла самоформирующегося канала. - Вопросы гидротехники, вып. 1, Ташкент: изд-во АН УзССР, 1955, с. 5-24.
26. Вяземский О.В. К вопросу о проектировании и модельных исследованиях сифонных водосливов. - Гидротехническое стр-во, 1938, № 1, с. 24-30.
27. Вяземский О.В. Расширение применения сифонных водосливов. - Гидротехническое стр-во, 1946, № 1, с. 21-22.
28. Гончаров В.Н. Равномерный турбулентный поток. М.-Л.: Госэнергоиздат, 1951, 146 с.
29. Гончаров В.Н., Полтавцев В.И. Русловые деформации, возникающие при устройстве водохранилищ. - Метеорология и гидрология, 1956, № 5, с. 44-50.
30. Гостунский А.Н. Устойчивое русло. - Вопр. гидротехники, вып. 1, Ташкент, 1955, с. 25-32.
31. Гринвальд Д.И. Турбулентность русловых потоков. Л.; Гидрометеоиздат, 1974, 166 с.
32. Гришанин К.В. Динамика русловых потоков. Л.: Гидрометеоиздат, 1974, 311 с.
33. Гришанин К.В. Устойчивость русл рек и каналов. Л.: Гидрометеоиздат, 1974, 142 с.
34. Даманский Л.М. Сифонные регуляторы в мелиорации и малые сифонные водосбросы, управляемые впуском атмосферного воздуха.

Автореф. дис. ... канд. техн. наук, М., 1954, 16 с.
35. Дементьев В.Г., Симаков Г.В. Натурные и лабораторные исследования трубчатых сифонных водосбросов. - Гидротехника и мелиорация. 1974, № 12, с. 18-22.
36. Дементьев В.Г., Симаков Г.В. О величине и распространении скоростей по сечению в горле сифона. Научно-техн. информ. бюл. ЛПИ, № 2. Л., 1959, с. 70-82.
37. Дзюба М.К. Сифон для удаления дренажных вод из кратера турбины. - Гидротехническое стр-во, 1944, № 8-9, с.18.
38. Дмитровский И.В. Новое применение сифонов в гидротехнике. - Гидротехническое стр-во, 1945, № 3, с. 11.
39. Егиазаров И.В. Обобщенное уравнение транспорта несвязных наносов, коэффициент сопротивления размываемого русла и неразмывающая скорость. - Тр. III Всес. гидрологического съезда, т. 5. Л.: Гидрометеоиздат, 1960, с. 117-131.
40. Железняков Г.В., Писарев Ю.В. Обобщенные формулы для гидравлического расчета русел каналов и рек. - Водные ресурсы, 1976, № 6, с. 193-195.
41. Железняков Г.В. Некоторые итоги гидроморфологических исследований рек и каналов. - Гидротехническое стр-во, 1975, № 7, с. 33-34.
42. Замарин Е.А. Сифоны. - Тр. Ин-та гидротехники и мелиорации, т. 13, М., 1935, с. 74-84.
43. Знаменская Н.С. Донные наносы и русловые процессы. Л.: Гидрометеоиздат, 1976. 192 с.
44. Зубец В.М., Саплюков Ф.В., Ленартович Е.С. Расчет неукрепленных верховых откосов земляных плотин и дамб на водоемах осушительно-увлажнительных систем. - Мелиорация переувлажненных земель, Минск, 1977. с.144.
45. Ибад-Заде Ю.А. Транспортирование воды в открытых каналах. М.: Стройиздат, 1983. 272 с.
46. Иваненко Ю.Г. Формы равновесия аллювиальных русел. - Вопр. гидротехники, вып. 26, Ташкент: Фан, 1965. с. 5-19.
47. Иванов П.Л. Разжижение песчаных грунтов. М.-Л.: Госэнергоиздат, 1962. 260 с.
48. Иванова Т.В., Казимирович А.С. Сифонные водосбросы, ч. I, Мл: ГОНТИ, 1935. 128 с.
49. Иванова Т.В. Сифонные водосбросы, ч. II, М.-Л.: ГОНТИ, 1939. 88 с.

50. Кавачини Карло. О саморегулирующихся сифонах, работающих с переменным расходом. - Гидротехническое стр-во, 1934, № 10, с. 43-46.
51. Кадыров А.А., Бузунов И.А. К вопросу расчета неразмывающих скоростей. - Тр. САНИИРИ, вып. 158. Ташкент, 1979, с.122-139.
52. Кадыров А.А. О построении линий токов и их свойства в условиях открытых турбулентных потоков. - Тр. САНИИРИ, вып. 130. Ташкент, 1972, с. 56-118.
53. Кадыров А.А. О природе коэффициента Шези и путях его определения. - Тр. САНИИРИ, вып. 157. Ташкент, 1978, с. 86-97.
54. Казакбаев К.К., Хамраев Н.Р., Дианов А.Г. Плотины Средней Азии. Ташкент: Узбекистан, 1973, 192 с.
55. Карасев И.Ф. Русловые процессы при переброске стока. Л.: Гидрометеоиздат, 1975, 288 с.
56. Караушев А.В. Сток наносов, его изучение и географическое распределение. Л.: Гидрометеоиздат, 1977. 240 с.
57. Караушев А.В. Теория и метод расчета заиления малых водохранилищ и прудов. - Тр. ГГИ, вып. 132. Л., 1966, с. 68-71.
58. Караушев А.В. Теория и метод расчета речных наносов. Л.: Гидрометеоиздат, 1977, 271 с.
59. Каримов Р.М. Гидравлически устойчивые живые сечения. - Гидротехника и мелиорация, 1967, № 6, с. 92-99.
60. Кеберле С.И. Автоматические сифонные водосбросы. Автореф. дис.... канд.техн.наук. Ташкент, 1954, 20 с.
61. Кеберле С.И. Гидравлический расчет автоматического сифонного водосброса. - Бюл.научн.-техн. информ. САНИИРИ № 3, 1958,с.28.
62. Кеберле С.И. Многодиафрагмовый гаситель энергии. - Тр. САНИИРИ, вып. 73. Ташкент, 1948, с. 69-76.
63. Кеберле С.И. Методические указания по проектированию сифонных водосбросов-автоматов уровня верхнего бьефа. САНИИРИ, Ташкент, 1985, 92 с.
64. Кеберле С.И. Сифонные водосбросы. - Тр. САНИИРИ, вып. 93. Ташкент, 1958, с. 3-38.
65. Кеберле С.И. Сифонные водосбросы для лотковой ирригационной сети. - Вопр. гидротехники, вып. 12. Ташкент: изд-во АН УзССР, 1963, с. 20-22.
66. Кеберле С.И., Перепелкина В.В. Ускоритель включения сифонов. - Тр. САНИИРИ, вып. 134. Ташкент, 1971, с. 3-13.
67. Климовский М. Сифонный водосброс при плотине Рионской гидро-

станции. - Гидротехническое стр-во, 1932, № 1, с. 42-43.
68. Кнороз В.С. Влияние макрошероховатости русла на его гидравлические сопряжения. - Изв. ВНИИГ, т. 62. М.-Л.: Госэнергоиздат, 1959, с. 75-96.
69. Кнороз В.С. Неразмывающие (предельные) скорости разнозернистых по крупности несвязных материалов. - Изв. ВНИИГ, т. 71. М.-Л.: Госэнергоиздат, 1962, с. 19-38.
70. Кнороз В.С. Неразмывающая скорость для несвязных грунтов и факторы ее определяющие. - Изв. ВНИИГ, т. 59. М.-Л.: Госэнергоиздат, 1958, с. 62-81.
71. Кожевников М.П. Гидравлика ветровых волн. М.: Энергия, 1972, 263 с.
72. Кондратьев Н.Е. Расчеты ветрового волнения и переформирования берегов водохранилищ. Л.: Гидрометеоиздат, 1953, 107 с.
73. Кондратьев Н.Е. и др. Русловой процесс. Л.: Гидрометеоиздат, 1959, 371 с.
74. Кондратьев Н.Е. Форма русла и форма перемещения наносов. - Тр. ГТИ, вып. 40 (94). Л.; 1953. с. 44-65.
75. Кононкова Г.Е. Динамика морских волн. М.: изд-во МГУ, 1969, 206 с.
76. Красников Н.Д. Динамические свойства грунтов и методы их определения. Л.: Стройиздат, 1970, 240 с.
77. Крылов Ю.М. Теория и расчет ветровых волн глубокого моря. Тр. Океанографического ин-та, вып. 26 (38). Л.: Гидрометеоиздат, 1954, 190 с.
78. Кереселидзе Н.Б., Кутовая В.И. Методика расчета заиления горных водохранилищ с учетом геодинамических береговых процессов и удаления наносов. Тбилиси: Мецниереба, 1982, 20 с.
79. Клюканова И.А. Взвешенные наносы Амударьи и их ирригационное значение. М.: Наука, 1971, 112 с.
80. Кулеш Н.П. Условия прохождения донного потока через отверстия гидросооружений. - Гидротехника и мелиорация. 1959, № 12, с. 33-37.
81. Кумин Д.И. Воздуховодный поток в сифонных водосбросах. - Гидротехническое стр-во, 1951, № 4, с. 33-36.
82. Лапшенков В.С., Дубинчик Е.И. Опыт моделирования русловых деформаций р. Сырдарьи у Чардаринского гидроузла. - Вопр. гидротехники, вып. 13. Ташкент, 1963, с. 123-128.
83. Лапшенков В.С. Прогнозирование русловых деформаций в бьефах речных гидроузлов. Л.: Гидрометеоиздат, 1979, 237 с.

84. Лапшенков В.С. Расчет заиления водохранилищ при постоянном уровне и квазиламинарном режиме течения. - Изв. АН УзССР, сер. техн.наук, № 2, 1965, с. 60-63.
85. Латипов К.Ш. Применение теории многокомпонентных сред к движению частиц в потоке. - Тр. САНИИРИ, вып. 116. Ташкент, 1968, с. 248-259.
86. Латышенков А.М. Сравнение новых формул различных авторов для коэффициента Шези. - Тр. лаб. инженерной гидравлики ВОДГЕО, вып. 13. М., 1972, с. 90-99.
87. Леви И.И., Кулеш Н.П. Движение сильно насыщенного мелкими наносами потока в водохранилищах и особенности методики расчета заиления таких водохранилищ. - Тр. лаб. озероведения АН СССР, т. УП. Л., 1958, с. 87-90.
88. Леви И.И. Динамика русловых потоков. М.-Л.: Госэнергоиздат, 1957, 252 с.
89. Леви И.И. Теория донных течений в водохранилищах. - Изв. ВНИИГ, т. 62. Л., 1959, 204 с.
90. Левкевич Е.М., Юхновей В.Н. Исследование пологих откосов неукрепленных земляных плотин и дамб на водоемах БССР. - Водное хоз-во Белоруссии, вып. 6. Минск, 1976, с. 70-77.
91. Максимчук В.Л. Рациональное использование и охрана берегов водохранилищ. Киев: Будивельник, 1981, 111 с.
92. Маслов Н.Н. Механика грунтов в практике строительства. М.: Стройиздат, 1977, 320 с.
93. Методические указания по определению расчетной скорости ветра при проектировании водохранилищ и малых водоемов. Ташкент, 1988, 82 с.
94. Микаэлян В.Г. Сифонный водосброс. А.С. № 118766. - Бюл. изобретений, № 6, 1959, с. 60.
95. Мирцхулава Ц.Е. Прогноз общего размыва русл при искусственном изменении их режима. - Работа нижних бьефов гидротехнических сооружений. М.: Колос, 1969, с. 155-169.
96. Мирцхулава Ц.Е. Размыв русл и методика оценки их устойчивости. М.: Колос, 1967, 179 с.
97. Михалев М.А. Гидравлический расчет необлицованных каналов большой пропускной способности в несвязных грунтах без покрытий. - Гидротехническое стр-во, 1976, № 4, с. 28-29.
98. Мостков М.А. Очерк теории руслового потока. М.: изд-во АН СССР, 1955, 246 с.

99. Мунк В., Трейлер М. Рефракция океанских волн - процесс связывающий топографию дна с размывом пляжа. - Основы предсказания ветровых волн, зыби и прибоя. М.: Изд-во иностр. литры, I95I, с. 345-388.
I00. Мухамеджанов Ф.Ш. Приближенный способ расчета промыва занесенного наносами подпертого бьефа. - Гидротехническое стр-во, I962, № 6, с. 36-38.
I0I. Мухамеджанов Ф.Ш. Расчет переформирования русла у низконапорных плотин. - Пособия и методические указания для расчетов и проектирования. Ташкент, I962, с. 45.
I02. Мухамедов А.М., Ишанов Х.Х., Жураев Т.К. О допустимых скоростях потока в крупных земляных каналах. - Гидротехника и мелиорация, I98I, № 7, с. 20-22.
I03. Мухамедов А.М., Кулеш Н.П., Мухамедов Я.С. Условия образования и движения донного плотного потока в водохранилище Нурекской ГЭС. - Заиление водохранилищ и борьба с ним. М.: Колос, I970, с. I8-3I.
I04. Мухамедов А.М. Эксплуатация низконапорных гидроузлов на реках, транспортирующих наносы. Ташкент: Фан, I976, 237 с.
I05. Мухамедов Я.С. Расчет положения поверхности плотного потока при его движении по водохранилищу. - Тр. САНИИРИ, вып. I34. Ташкент, I97I, с. 30-46.
I06. Обзорная информация ЦБНТИ Минводхоза СССР № I4, I98I, 40 с.
I07. Попов И.В. Деформация речных русл и гидротехническое строительство. Изд. 2-е. Л.: Гидрометеоиздат, I969, 363 с.
I08. Попов И.Я. Экспериментальное исследование формирования волнами устойчивых профилей откосов земляных плотин и берегов водоемов. М.-Л.: Госэнергоиздат, I962, 2II с.
I09. Праведный Г.Х. Руководство по расчетам фильтрационной прочности плотин из грунтовых материалов. П I2-73. Л.: Энергия, I973, 60 с.
II0. Пулатов А.Г., Скрыльников В.А. Расчет занесения подпертых бьефов низконапорных гидроузлов для однородного состава донных наносов. - Тр. САНИИРИ, вып. I54. Ташкент, I979, с. I82-I87.
III. Пулатов А.Г. Расчет распределения крупности отложений в верхнем бьефе низконапорного гидроузла. - Тр. САНИИРИ, вып. I5I. Ташкент, I976, с. 74-78.
II2. Пышкин Б.А. Динамика берегов водохранилищ. Киев, I973, 4I9 с.

II3. Рабкова Е.К. Методы расчета больших каналов. - Гидротехника и мелиорация, I976, № 4, с. I9-27.
II4. Рабкова Е.К. Теоретические основы расчета переформирования русл рек при переброске стока и регулировании. - Сб. научн. тр. Ун-та Дружбы Народов. М., I982, с. 43-67.
II5. Ракитин К.А. Роль водохранилищ и их эффективность в условиях водного хозяйства Средней Азии.- Тр. Средазгипроводхлопка, вып. 8. Ташкент, I977, с. II-I9.
II6. Ржаницын Н.А. Интегральные характеристики руслового процесса равнинных рек. Русловые процессы и гидротехническое строительство. Ташкент: изд-во АН УзССР, I957, с. I43-I65.
II7. Ржаницын Н.А. Морфологические и гидрологические закономерности строения речной сети. Л.: Гидрометеоиздат, I960, 237 с.
II8. Ржаницын Н.А. Характеристика общих форм речного русла и каналов. - Сб. научн.тр. Ун-та Дружбы Народов. М., I982, с. 3-27.
II9. Руководство по проектированию конструкции железобетонного крепления откосов водохранилищных плотин, сложенных из мелкозернистых песков. Ташкент: САНИИРИ, I984, 62 с.
I20. Садыков А.Х. Волновой режим водохранилищ и малых водоемов в условиях глубокой воды и мелководья. - Изв. АН УзССР, сер. техн. наук, № 3, I986, с. 53-58.
I2I. Садыков А.Х., Белесков Б.И., Закурдаев А.К. Прогноз деформации откосов низконапорных дамб из слабых грунтов при воздействии ветровых волн. - Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии. Ташкент, I984, с. I07-III.
I22. Садыков А.Х., Ирмухамедова Л.Х. Прогноз размыва берегов малых водоемов. - Рациональные методы регулирования русл при интенсивном отборе воды на орошение. Ташкент, I985, с.89-93.
I23. Свердруп Г., Мунк В. Ветер, волнение и зыбь. Теоретические основы прогноза. - Основы предсказания ветровых волн, зыби и прибоя. М.: изд-во иностр. лит-ры, I95I, с. I5-87.
I24. Сейвелл Х. Результаты исследований поверхностных волн в Западной части Северной Атлантики. - Основы предсказания ветровых волн, зыби и прибоя. М.: Изд-во иностр. лит-ры, I95I, с. I9I-26I.
I25. Симаков Г.В. К вопросу о пульсации давления в сифонном водосбросе. - Изв. высш. учебн. заведений, I962, № I0, с. I06-II4.
I26. Симаков Г.В. К вопросу определения коэффициентов местных со-

противлений в сифонных водосбросах. - Научно-техн. информ. бюл. № 6. ЛПИ, 1961, с. 13-26.

127. Симаков Г.В. Теоретические основы проектирования приплотинных сифонных водосбросов. Автореф. дис. ... д-ра техн. наук. ЛПИ, 1975, 38 с.

128. Скребков Г.П. Гидравлический расчет устойчивых земляных каналов по методу эпюр скоростей. - Гидротехническое стр-во, 1981, № 6, с. 25-28.

129. Скрыльников В.А. К вопросу о расчете заиления подпертых бьефов гидроузлов. - Вопр. гидротехники, вып. 13. Ташкент, 1963, с. 87-104.

130. Скрыльников В.А., Губина Т.Ю. К вопросу расчета устойчивых сечений крупных каналов в мелкопесчаных грунтах. - Изв. АН УзССР, сер. техн.наук, № 1, 1980, с. 61-67.

131. Скрыльников В.А., Пулатов А.Г. О расчете продолжительности занесения верхних бьефов низконапорных гидроузлов. - Изв. АН УзССР, сер. техн.наук, № 4, 1976, с. 51-55.

132. Скрыльников В.А. Определение устойчивых значений параметра русла при расчетах гидравлических элементов каналов в несвязных грунтах. - Тр. САНИИРИ. Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней Азии. Ташкент, 1984, с. 148-155.

133. Скрыльников В.А., Кожевникова М.С. Пособия к ВСН П-14-76. Расчет заиления подпертых бьефов гидроузлов и водохранилищ. Ташкент: САНИИРИ, 1984, 51 с.

134. Скрыльников В.А., Локтионов А.Г. Пособия к ВСН П-14-76. Расчет деформации русла в нижнем бьефе низконапорных гидроузлов. Ташкент: САНИИРИ, 1984, 16 с.

135. Скрыльников В.А. Прогноз общего размыва в нижнем бьефе низконапорных гидроузлов.-Тр. САНИИРИ, вып. 117. Ташкент, 1968, с. 146-159.

136. Скрыльников В.А. Расчет гидравлических элементов устойчивых сечений крупных каналов в мелкопесчаных грунтах. - Гидротехническое стр-во, 1983, № 2, с. 32-34.

137. Скрыльников В.А. Расчет коэффициента шероховатости русл в несвязных грунтах. - Гидротехника и мелиорация, 1983, № 2, с. 35-38.

138. Скрыльников В.А., Локтионов А.Г. Расчет деформации русла в нижнем бьефе низконапорных гидроузлов. - Тр. САНИИРИ. Развитие исследований в области русловой гидротехники в Средней

Азии. Ташкент, 1984, с. 67-72.

139. Скрыльников В.А., Пулатов А.Г. Расчет кривой подпора в процессе занесения верхнего бьефа низконапорных гидроузлов. - Тр. САНИИРИ, вып. 151. Ташкент, 1976, с. 67-71.

140. Скрыльников В.А. Расчет общего размыва мелкопесчаного русла с учетом деформации берегов. - Изв. АН УзССР, сер. техн.наук, № 5, 1965, с. 64-70.

141. Скрыльников В.А. Расчет общего размыва русла в мелкопесчаных грунтах. - Изв. АН УзССР, сер.техн.наук, № 2, 1965, с.64-75.

142. Скрыльников В.А. Расчет продолжительности заиления подпертых бьефов и водохранилищ. - Изв. АН УзССР, сер.техн.наук, № 3, 1966, с. 52-58.

143. Скрыльников В.А. Расчет продолжительности занесения верхних бьефов низконапорных гидроузлов. - Изв. АН УзССР, сер.техн. наук, № 1, 1970, с. 50-55.

144. Скрыльников В.А., Локтионов А.Г. Расчет продолжительности размыва русла в нижнем бьефе низконапорных гидроузлов с учетом наносов поступающих из верхнего бьефа. - Изв. АН УзССР, сер.техн.наук, № 4, 1984, с. 43-46.

145. СНиП П-53-73 - Плотины из грунтовых материалов. М.: Стройиздат, 1974, 32 с.

146. СНиП 2.06.04-82 Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). М., 1983, 40 с.

147. Соколов А.И. Передвижной сифон-водовыпуск для временной оросительной сети. - Гидротехника и мелиорация, 1952, № 7, с. 37-42.

148. Студеничников Б.И. Размывающая способность потока и методы русловых расчетов. М.: Стройиздат, 1964, 184 с.

149. Тарасов Л.И. К вопросу об использовании сифонного трубопровода в качестве самотечной линии водозаборов и водосбросов. - Тр. координац. совещания по гидротехнике, 1968, вып. 39, с. 158-161.

150. Тер-Абрамянц Г.А. Размыв отложений наносов при гидравлической промывке головных участков каналов и отстойников. - Тр. ВНИИГиМ, т. XXIX. М., 1957, с. 23-42.

151. Технические условия и нормы проектирования ирригационных систем УВХ НКЗ СССР. М., 1945, 72 с.

152. Тихонов И.Ф. Сифонные водосбросы с раструбным гасителем. - Гидротехника и мелиорация, 1954, № 1, с. 56-59.

I58. Троицкий А.В. Гидравлическое проектирование сечений каналов. - Тр. Ташк. ин-та инженеров ирригации и механизации сель. хоз-ва, вып. I. Ташкент, I965, с. 37-74.

I54. Утц К.Э. Плавучая гидростанция с сифонным трубопроводом. - Гидротехническое стр-во, I946, № 2, с.26.

I55. Хуторов Н.С. О распределении скорости на закруглении сифонных сооружений. - Новые способы строительства и гидравлики гидросооружений, I978, вып. 4, с. 8I-86.

I56. Хуторов Н.С. Распределение вакуума в сифонных водосбросах. - Гидротехника и мелиорация, I980, № I2, с. I8-I9.

I57. Цайтц Е.С. О проектировании верхового откоса земляных плотин без укрепления. - Гидротехника и мелиорация, № I, I954, с. 60.

I58. Чоу В.Т. Гидравлика открытых каналов. М.: Стройиздат, I969, 464 с.

I59. Шамов Г.И. Заиление водохранилищ. М.-Л.: Гидрометеоиздат, I939, I39 с.

I60. Шанкин П.А. Расчет покрытий откосов гидротехнических сооружений. М.: Речной транспорт, I96I, 294 с.

I6I. Шапиро Х.Ш. Заиление русловых водохранилищ. - Заиление водохранилищ и борьба с ним. М., I970, с. I55-I79.

I62. Шнеер И.А. Осаждение наносов и грунтов. - Научн.тр. ТашГУ, вып. 237. Ташкент, I964, с. 5-I52.

I63. Шолохов В.Н. К вопросу о формировании русл в бьефах низконапорных плотин на горно-предгорных участках рек. - Тр. САНИИРИ, вып. 84. Ташкент, I957, 36 с.

I64. Brune G.M. Trap efficiency of reservoirs. - Trans. Amer. Geophys. Union, 1953, vol. 34, N 3, p. 407-418.

165. Sediment control methods: d.reservoirs. -"J.Hydraul. Div. Proc. Amer. Soc. Civ. Eng.". 1973, N 4, p. 617-635.

166. Simons D.B. Albertson M.L. Uniform water coveyance channels in alluvial material. - J.Hydr.Div.Proc. of the ASGE, vol. 86, N 5, 1960, p. 33-72.

167. Smith K.V.H. Similarity in unlined irrigation channels systems. J. Hydr.Div. of the Proc. ASGE, vol. 96, HJ,NI, 1970, p. 13-28.

168. Lacey G. Stable Channels in alluvium Proceedings Inst.of Civil -Engineers. Vol. 229, London, 1930, p. 259-292.

169. Langbein W.B. Geometry of river channels J. Hadr. Div. Proc. of the ASGE, vol. 90, N 2, 1964, p. 301-312.

170. Leopold L.B. and Wolman M. River channels patterns braided, meandering and straight U.S. Coel. Survey Proc. Paper 262-B, 1957, 48 p.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ 3

СПИСОК ПРИНЯТЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ..... 4

I. ХАРАКТЕРИСТИКА ВОДОХРАНИЛИЩ..... I6

2. ОСНОВНЫЕ УСЛОВИЯ НАДЕЖНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ ВОДОХРАНИЛИЩ..... 24

3. РАСЧЕТ ЗАИЛЕНИЯ ВОДОХРАНИЛИЩ..... 27

4. РАСЧЕТ ЗАНЕСЕНИЯ ВЕРХНИХ БЬЕФОВ НИЗКОНАПОРНЫХ ГИДРОУЗЛОВ..... 47

5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЗОН ЗАТОПЛЕНИЯ В ПРОЦЕССЕ ЭКСПЛУАТАЦИИ ВОДОХРАНИЛИЩ..... 62

6. РАСЧЕТ ОБЪЕМОВ ПЕРЕРАБОТКИ БЕРЕГОВ ВЕТРОВЫМИ ВОЛНАМИ..... 79

7. СПОСОБЫ СОХРАНЕНИЯ И УВЕЛИЧЕНИЯ ПОЛЕЗНОГО ОБЪЕМА ВОДОХРАНИЛИЩ..... I09

8. РАСЧЕТ КРЕПЛЕНИЯ ОТКОСОВ ПЛОТИН ИЗ МЕЛКОЗЕРНИСТЫХ ПЕСКОВ..... I20

9. СИФОННЫЕ ВОДОСБРОСНЫЕ СООРУЖЕНИЯ..... I33

I0. УСЛОВИЯ НАДЕЖНОЙ РАБОТЫ МЕЛИОРАТИВНЫХ КАНАЛОВ... I63

II. КЛАССИФИКАЦИЯ И ОЦЕНКА РЕЖИМОВ ЭКСПЛУАТАЦИИ МЕЛИОРАТИВНЫХ КАНАЛОВ..... I66

I2. ПРОГНОЗ ДЕФОРМАЦИИ РУСЛ РЕК И КАНАЛОВ..... 203

ЗАКЛЮЧЕНИЕ 229

ЛИТЕРАТУРА 23I

Виктор Алексеевич Скрыльников
Сергей Иванович Кеберле
Борис Иванович Белесков

ПОВЫШЕНИЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ ЭКСПЛУАТАЦИИ ВОДОХРАНИЛИЩ

Зав.редакцией А.Ф.Иноятов
Редактор И.М.Горелик
Художник В.Валиев
Художественный редактор И.Кученкова
Технический редактор Н.Джораева
Корректор Г.Хубларов

ИБ № 354

Подписано в печать 17.01.87. Р.04046. Формат 60x90 1/16. Бумага типографская № 2. Отпечатано офсетным способом. Усл. печ.л. 15,25. Усл.кр.-отт. 15,46. Уч.изд.л. 15,07. Тираж 2000 экз. Заказ 1024. Цена 1 р.30 к.

Издательство "Мехнат". Ташкент, ул.Навои, 30. Договор № 86-86.
Картфабрика института "Узгипрозем". г.Ташкент,ул.Мукими, 176.