

626
B-74
41669

ВОПРОСЫ ГИДРОТЕХНИКИ

ВЫПУСК

24

ИЗДАТЕЛЬСТВО „НАУКА“ УЗБЕКСКОЙ ССР



СССР ГОСЗЕМВОДХОЗИ ҲУЗУРИДАГИ
ЎРТА ОСИЁ ПАХТАЧИЛИК ДАВЛАТ КОМИТЕТИ

МЕҲНАТ ҚИЗИЛ БАЙРОҚ ОРДЕНЛИ СУВ ПРОБЛЕМАЛАРИ
ВА ГИДРОТЕХНИКА ЎРТА ОСИЁ ИЛМИЙ ТЕКШИРИШ ИНСТИТУТИ

ГИДРОТЕХНИКА МАСАЛАЛАРИ

24-КИТОБ

ЎЗАНЛАРНИНГ ЎЗГАРИШИ

ЎЗБЕКИСТОН ССР „ФАН“ НАШРИЁТИ

ТОШКЕНТ • 1965

ГОСКОМИТЕТ ПО ХЛОПКОВОДСТВУ СРЕДНЕЙ АЗИИ
ПРИ ГОСЗЕМВОДХОЗЕ СССР

СРЕДНЕАЗИАТСКИЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ВОДНЫХ ПРОБЛЕМ
И ГИДРОТЕХНИКИ

ВОПРОСЫ ГИДРОТЕХНИКИ

ВЫПУСК 24

РУСЛОВЫЕ ПРОЦЕССЫ

БИБЛИОТЕКА
ИВП и Г

ИЗДАТЕЛЬСТВО „НАУКА“ УЗБЕКСКОЙ ССР

ТАШКЕНТ • 1965

44669

В сборнике рассматриваются русловые процессы в бытовых условиях рек и в условиях с измененным режимом в связи с сооружением гидроузлов на реках Средней Азии, методы расчета неустановившегося движения, деформация русел рек, движение наносов и учет их стока, осаждение наносов при движении донного потока, а также вопросы моделирования русловых процессов у существующих и проектируемых гидроузлов.

Сборник предназначен для научных работников и проектировщиков гидротехнической специальности.

Редакционная коллегия

З. Х. ХУСАН-ХОДЖАЕВ (отв. редактор), С. Г. ЗАПРОМЕТОВ, А. А. РАЧИНСКИЙ, Х. А. АСКАРОВ, А. М. МУХАМЕДОВ, У. Ю. ПУЛАТОВ, И. И. ГОРОШКОВ, Б. Ё. МИЛЬКИС, М. В. БУТЫРИН, Г. Г. ВАЛЕНТИНИ (секретарь)

Х. ИРМУХАМЕДОВ

РЕЗУЛЬТАТЫ ИЗМЕРЕНИЯ ТУРБУЛЕНТНОСТИ ПОТОКА НА ПОДХОДЕ К ГИДРОУЗЛУ С ПОСЛОЙНОЙ СХЕМОЙ ВОДОЗАБОРА

Опыт эксплуатации гидротехнических сооружений на горных и предгорных участках рек показывает, что верхние бьефы речных гидроузлов с послойной схемой водозабора быстро заносятся взвешенными донными наносами. Вследствие этого вблизи сооружения скапливаются отложения наносов, образуя надвигающуюся гряду в виде призмы значительной высоты.

В этом случае водный поток на подходе к сооружению может быть отнесен к потокам, резко расширяющимся по вертикали, особенно при значительном напоре на гидроузле. Внезапное расширение потока в вертикальной плоскости с образованием возвратного течения, характеризующегося интенсивным турбулентным перемешиванием, часто сопутствует взвешиванию частиц наносов и вовлечению их в водоприемники [1—3].

Между тем из теории и опыта известно, что в процессе вовлечения наносов в водоприемники существенную роль играют не столько осредненные характеристики потока, сколько мгновенные, пульсирующие скорости. Отсюда следует, что для изучения условия вовлечения наносов в водоприемники необходимо исследовать кинематическую структуру потока и определить в нем интенсивность турбулентности, так как взвешивание наносов, а, следовательно, вовлечение в верхние слои потока и попадание их в водоприемники — прямое следствие турбулентного перемешивания и интенсивного вихреобразования за гребнем призмы отложения.

До сих пор при исследовании движения потока на подходе к подобным сооружениям кинематические характеристики потока, движущегося в пределах резкого расширения глубины, обусловленного изломом дна в форме откоса призмы отложений, не были получены, так как использование обычных методов измерения скоростей при наличии крупных вихревых образований и водоворотных зон весьма затруднительно. Кроме того, при измерении скорости приборы типа трубки Пито—Ребока дают только величины осредненных скоростей.

При изучении структуры потока при послойном водозаборе измерения скоростей производились при помощи скоростных трубок, что давало возможность установить границы деления и получить только величины осредненных продольных скоростей; не удалось получить данных о мгновенных и пульсационных составляющих скорости, особенно о вертикальных составляющих, а также оценить величины интенсивности турбулентности.

Между тем в настоящее время наиболее точным методом измерения мгновенных и пульсационных составляющих скоростей в жидкости яв-

ляется метод скоростной киносъемки, впервые использованный для этой цели Е. М. Минским и Б. А. Фидманом [4]. На киноплёнке регистрируются траектории шариков эмульсии, по плотности не отличающейся от воды.

Для измерения турбулентности потока на подходе к сооружению при наличии призмы донных отложений, сложенной из песчаного материала различной крупности, мы использовали метод скоростной киносъемки.

Таблица 1

Модель	Расход $q, л/сек$	Глубина воды, см		Средняя скорость в начальном сечении, u_1 , см/сек	$\frac{P^*}{T}$
		перед сооружением T	в начальном сечении h_1		
I	10	57	8,5	32	0,85
	15	57	10,5	38	0,82
	25	57	14,5	44	0,75
II	10	40	8,5	30	0,79
	15	40	10,5	36	0,74
	25	40	14,5	43	0,66
III	10	25	8,5	32	0,64
	15	25	10,5	38	0,58

* P — высота гребня призмы отложения, см.

Опыты проводились в плоском остекленном лотке (рабочая длина 6,5 м, ширина 0,4 м и высота 0,65 м), в котором была установлена модель одного блока гидростанции.

Исследовались три модельные установки, отличающиеся друг от друга размерами по высоте и представляющие собой один агрегат средненапорной ГЭС, совмещенный с донными сбросными отверстиями (рис. 1).

Основные параметры приведены в табл. 1.

Опыты проводились при постоянном водозаборе в турбины $d_T = 5 л/сек$ (т. е. при коэффициенте водозабора $\alpha_B = 50,33$ и 20%).

Пропуском различных расходов была образована призма донных отложений из песчаного материала со средним диаметром $d_{cp} = 0,35 мм$. Смесь вазелинового масла с белилами, по плотности не отличающуюся от воды и образующую в потоке шарики сферической формы, в качестве эмульсии вводили в поток в начальном участке лотка при помощи специальной трубки с диаметром входного отверстия 3 мм. Эмульсия, выходя из трубки и попадая в поток, образовывала устойчивые шарики среднего диаметра 3 мм, которые распределялись равномерно по глубине потока.

Существенное значение для съемки имело правильное освещение исследуемого участка. Источником света служил «световой нож» — плоский пучок света большой мощности, состоявший из десяти 300-ваттных ламп. В этом случае создавалась возможность устранения влияния поперечной пульсационной составляющей скорости на изображение. Мощный пучок света, пронизывавший толщу воды, освещал ее, и поэтому вся водяная толща на киноплёнке получалась светлой. Поскольку шарики эмульсии были белыми, они отражали весь свет, падавший на них, и на негативной киноплёнке шарики получались темными. Следовательно, шарики фиксировались на плёнке в том случае, когда они проходили только в полосе луча.

Съемки производили аппаратами „Мовикон-16“ и „Пентафлекс-16“ со скоростью 48 и 64 кадр/сек (т. е. примерно 0,4—0,5 м/сек). Так как обычная длина пленки 30 м и съемка продолжалась примерно 1 мин., для получения достаточного периода осреднения и полной картины растекания потока перед фронтом сооружения один опыт снимался на 4—5 пленках.

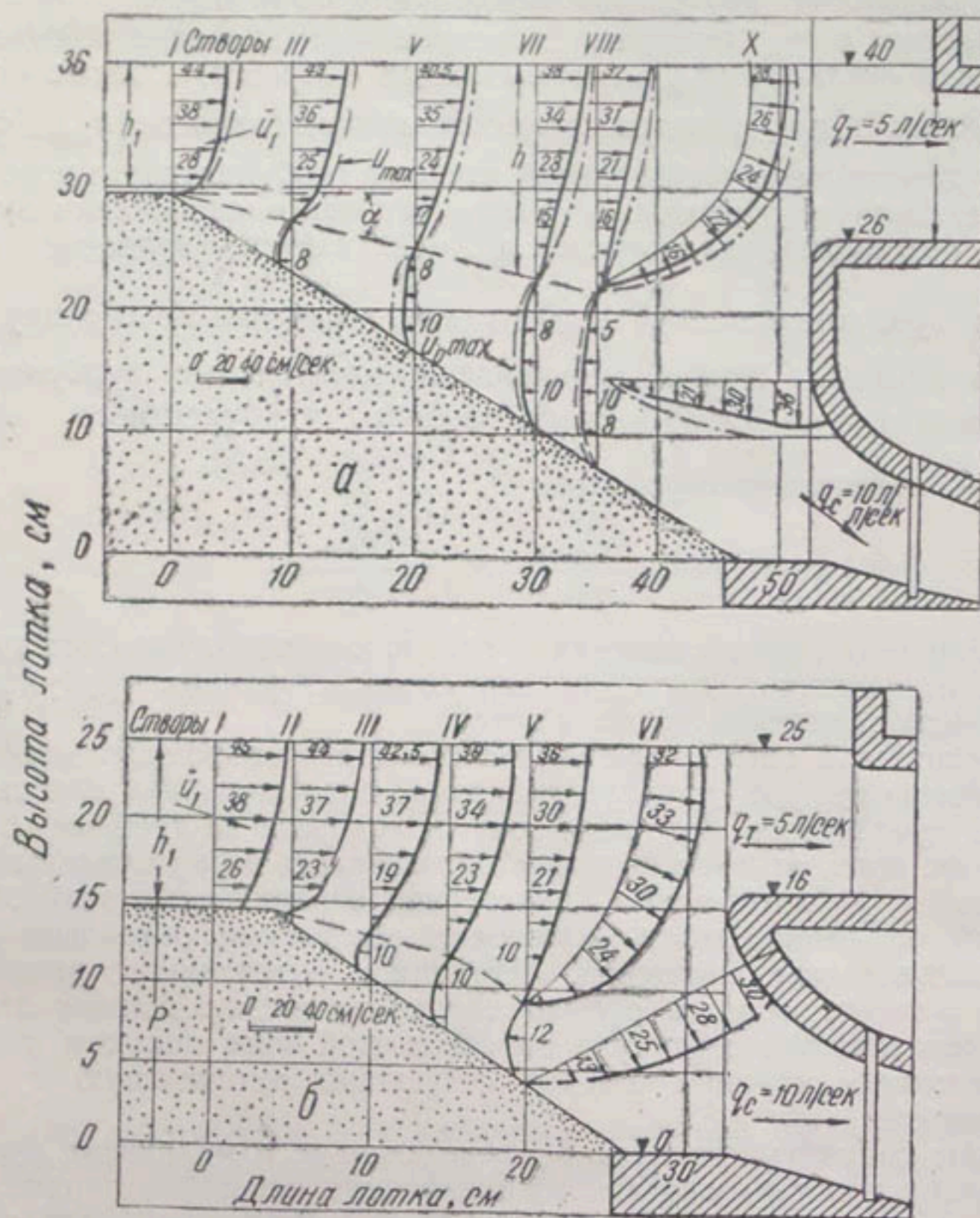


Рис. 1. Поле средних скоростей при $q = 15 \text{ л/сек}$ на II (а) и III (б) моделях.

Всего было заснято 8 опытов, характеристики которых приведены в табл. 1.

Заснятые кадры проектировались с помощью проектора (с кадровой проекцией) на экран. На специальных карточках, прикрепленных к экрану, отмечались траектории (точнее, последовательные положения через некоторые промежутки времени) всех шариков, проходивших через снимаемую полосу. Обработка этих карточек состояла в определении продольных и вертикальных перемещений частиц за время $1/16 \text{ сек.}$ (т. е. за 3—4 кадра) и в вычислении соответствующих скоростей (для площадки длиной 5 см, высотой 2 см). Результаты отработки позволили определить путем статистического вычис-

ления осредненную и пульсационные составляющие скорости, которые были отнесены к центру указанной площадки.

В результате обработки материалов киносъемки было получено по 60—80 последовательных значений продольной и вертикальной проекций траекторий шариков эмульсии для каждой площадки размером $5 \times 2 \text{ см}^2$.

При обработке материалов киносъемки были найдены осредненные скорости $\bar{u}$, $\bar{v}$, величины максимальных значений продольной ($u_{\max}$) и вертикальной ($v_{\max}$) составляющих скорости, а также максимальные значения пульсационных составляющих скорости ($u'_{\max}$, $v'_{\max}$).

Для характеристики изменений степени турбулентности потока по длине его были подсчитаны среднеквадратичные отклонения пульсационных составляющих скоростей σ_u , σ_v и найдены значения интен-

сивности турбулентности $\frac{\sigma_u}{u_1}$ и $\frac{\sigma_v}{u_1}$, где u_1 — средняя по расходу скорость во входном створе; установлены касательные турбулентные напряжения $\tau = -\rho \overline{u'v'}$, коэффициенты турбулентного обмена $\epsilon = \frac{|\overline{u'v'}|}{du/dy}$, подсчитаны параметры

$$M_x = \frac{u'_{\max}}{u_{\text{ср}}}; \quad M_y = \frac{v'_{\max}}{u_{\text{ср}}}.$$

Полученные данные позволяли судить о закономерностях распределения и изменения вдоль потока соответствующих турбулентных характеристик скоростного поля потока.

Как показали опыты, при внезапном вертикальном расширении в потоке возникали две характерные зоны: зона движения слабовозмущенного транзитного потока и зона водоворота за гребнем отложений. Кроме того, за точкой отрыва образовалась возмущенная область с развитой турбулентностью. Характерной особенностью этой области оказалась ее насыщенность крупными вихревыми образованиями с горизонтальной осью вращения. Источником интенсивного вихреобразования является область отрыва потока от гребня донных отложений. Кинематическая структура потока в этой зоне целиком обусловлена движением крупных вихрей, создающих интенсивную турбулизацию потока.

Чтобы получить правильное представление о механизме процесса взмучивания и последовательного вовлечения наносов в верхние слои потока, необходимо изучение кинематики движения во всей области транзитной и пограничной зон.

В результате обработки материалов киносъемки получена полная картина растекания потока перед фронтом сооружений.

На рис. 1 приведены результаты измерений по кинофильмам осредненного вектора продольной скорости $\bar{u}$ в опытах при $q = 15 \text{ л/сек}$ для II и III модели. Как видно из рис. 1 (пунктирная линия), максимальные значения продольной скорости ($u_{\max}$) распределяются равномерно по вертикали. Наибольшие значения величины $u_{\max}$ во всех опытах находятся в верхних слоях потока и равномерно уменьшаются от начального сечения к конечному.

Максимальное значение продольной скорости $u_{\max}$ в начальном сечении составляет 1,6 от средней скорости u_1 ; постепенно убывая, оно в конечном сечении достигает 1,2 от u_1 . Опытные данные по

распределению максимальных значений вертикальной скорости $v_{\max}$, отнесенной к средней скорости в начальном сечении u_1 , показали, что в пределах исследуемого участка величина $\frac{v_{\max}}{u_1}$ сильно меняется как по длине, так и по глубине потока. В целом поле $\frac{v_{\max}}{u_1}$ оказалось весьма неоднородным [3].

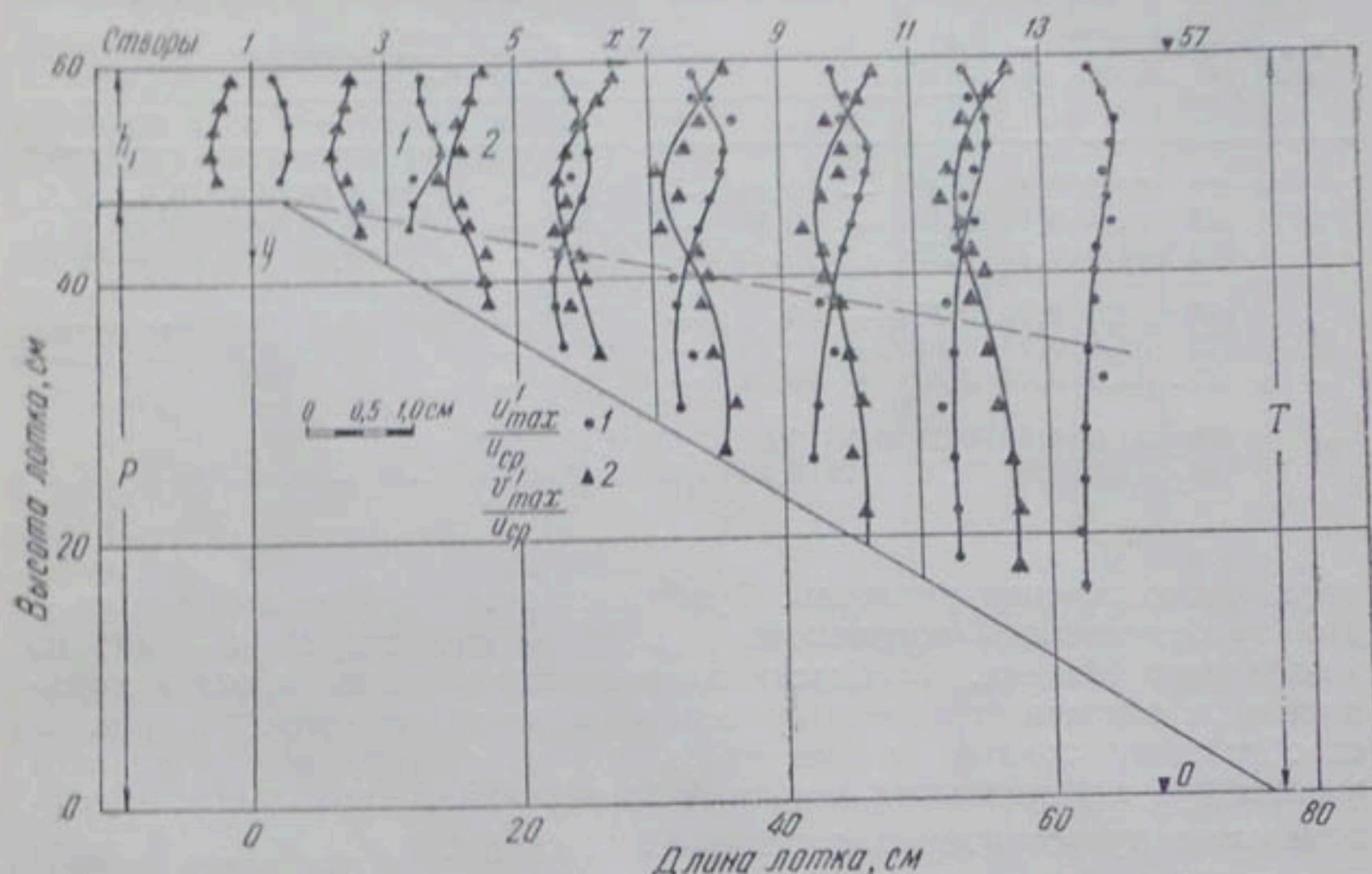


Рис. 2. Эпюры относительного размаха пульсаций скоростей M_x и M_y при $q = 15$ л/сек на 1 модели:

$$1 - \frac{u'_{\max}}{u_{\text{ср}}}; \quad 2 - \frac{v'_{\max}}{v_{\text{ср}}}.$$

Были определены максимальные значения продольной и вертикальной составляющих пульсации скорости $u'_{\max}$ и $v'_{\max}$, что дало возможность установить изменения интенсивности турбулентности как в продольной, так и в вертикальной плоскости.

Распределение максимального значения продольной $M_x = \frac{u'_{\max}}{u_{\text{ср}}}$ и вертикальной $M_y = \frac{v'_{\max}}{v_{\text{ср}}}$ составляющих пульсации скорости для опыта при $q = 15$ л/сек на модели I приведены на рис. 2. Из него следует, что в пределах исследуемого участка M_x и M_y довольно сильно меняются по длине и по глубине потока, а в целом поля M_x и M_y оказываются весьма неоднородными.

Полученные эпюры показывают, что наибольшие значения M_x и M_y находятся в зоне восходящих токов между створами 5—10 в транзитной струе и на границе струи с областью возвратного течения.

Неоднородность полей M_x и M_y по вертикали от начального сечения постепенно увеличивается и достигает максимального значения в створе 9, затем убывает по мере продвижения к сооружению. Снижение M_x и M_y от границы ко дну происходит более плавно, так как условия развития турбулентности в транзитном потоке и в зоне

Таблица 2

Мо- дель	Расход q , л/сек	L , см	$\frac{P}{T}$	M_{x_1}	Значение $M_x = \frac{u'_{\max}}{u_{\text{ср}}}$ по створам									
					1	2	3	4	5	6	7	9	11	13
I	10	82,5	0,85	0,40	—	0,65	—	0,82	—	1,03	1,06	0,97	0,9	0,5
	15	82,5	0,82	0,37	—	0,55	—	0,69	—	0,85	0,86	0,73	0,70	0,4
	25	82,5	0,75	0,33	—	0,45	—	0,57	—	0,65	0,74	0,56	0,50	0,3
II	10	52,5	0,79	0,35	—	0,50	—	0,71	—	0,88	0,78	0,66	—	—
	15	52,5	0,74	0,33	—	0,43	—	0,55	—	0,72	0,62	0,52	—	—
	25	52,5	0,64	0,30	—	0,38	—	0,52	—	0,57	0,49	0,39	—	—
III	10	32,5	0,66	0,33	0,55	0,63	0,67	0,62	0,57	—	—	—	—	—
	15	32,5	0,57	0,26	0,49	0,53	0,57	0,49	0,44	—	—	—	—	—

возвратного течения различны. Турбулентность в транзитном потоке — это турбулентность пограничного слоя между струей и областью возвратного течения. В области же возвратного течения она в меньшей мере обязана поперечному перемешиванию, поскольку приносятся обратными токами потока вдоль откоса отложения. Результаты вычислений максимальных значений по вертикали продольных и вертикальных пульсационных составляющих скорости $u'_{\max}$ и $v'_{\max}$ в каждом сечении представлены в табл. 2 и 3, где приведено изменение этих величин (отнесенных к средней скорости потока в каждом сечении $u_{\text{ср}}$) по длине потока при различных расходах воды для всех опытов.

Данные, полученные по M_x и M_y , позволили установить, что наибольшие значения их находятся примерно в створе $\frac{x}{L} = 0,5$ и зависят от отношения $\frac{P}{T}$.

Относительную высоту гребня отложений здесь мы вводим потому, что все характеристики скоростного поля в большей степени зависят от вертикального расширения потока, чем от расхода воды. Это положение подтверждено также опытами Б. А. Фидмана [5] и др.

Как видно из табл. 2 и 3, в створе $\frac{x}{L} = 0,5$ величина M_x примерно в два раза, а величина M_y примерно в 3 раза больше, чем в начальном сечении, т. е. максимальные значения вертикальной составляющей пульсации скорости примерно в 1,5 раза больше продольной. Увеличение вертикальной пульсации объясняется тем, что мощные восходящие токи со значительными вертикальными составляющими скорости проникают до поверхности потока, где происходит интенсивное турбулентное перемешивание между транзитным потоком и областью возвратного течения.

Таким образом, имеется область, где максимальные значения вертикальной составляющей пульсации скорости преобладают над значениями осредненной продольной скорости.

Одна из количественных характеристик турбулентности — интенсивность турбулентности, выражающаяся в виде отношения среднеквадратичных пульсаций к характерной осредненной скорости.

Величины среднеквадратичных пульсаций скоростей обозначим: продольной — σ_u и вертикальной — σ_v , они характеризуют амплитуду (размах) пульсации скорости.

На рис. 3 приведены результаты определения среднеквадратичных пульсаций для двух составляющих скорости, отнесенных к средней скорости в начальном сечении $\frac{\sigma_u}{u_1}$ и $\frac{\sigma_v}{u_1}$

для опытов при $q = 15$ л/сек.

Распределение пульсаций скорости по вертикали по мере удаления от начального сечения неравномерно, вблизи поверхности потока и по длине потока σ_u и σ_v остаются примерно постоянными; по мере перемещения от поверхности к границе раздела струи с областью возвратного течения обе составляющие заметно возрастают. Вертикальная составляющая растет значительно больше продольной. Ниже границы раздела обе составляющие пульсации скорости изменяются примерно одинаково.

Наибольшие значения σ_u в начальном сечении составляют 10÷13% от u_1 , они постепенно увеличиваются, а в зоне расширения потока достигают 15÷20% от u_1 .

Значения σ_v в начальном сечении равны 8÷12% от u_1 , в зоне расширения потока они достигают 15÷23% от u_1 , причем верхние пределы относятся к опытам, когда отношения $\frac{P}{T}$ велики.

Увеличение относительной высоты гребня отложений вызывает довольно значительные изменения поля пульсаций. Численные значе-

Таблица 3

Модель	Расход q , л/сек	L , см	$\frac{P}{T}$	M_{y_1}	Значение $M_y = \frac{v_{\max}}{u_{\text{ср}}}$ по створам													
					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
I	10	82,5	0,85	0,42	0,46	0,59	0,61	0,78	0,81	1,06	1,24	1,46	1,3	1,15	0,95	0,95	0,82	0,6
	15	82,5	0,82	0,35	0,42	0,53	0,59	0,69	0,75	0,94	1,0	1,2	1,15	1,10	0,9	0,9	0,75	0,5
	25	82,5	0,75	0,30	0,36	0,40	0,49	0,63	0,68	0,85	0,89	1,0	0,95	0,90	0,78	0,78	0,65	0,4
II	10	52,5	0,79	0,35	0,46	0,58	0,78	0,98	1,22	0,95	0,82	0,72	0,52	—	—	—	—	—
	15	52,5	0,74	0,27	0,41	0,51	0,69	0,8	0,95	0,84	0,75	0,65	0,45	—	—	—	—	—
	25	52,5	0,64	0,23	0,35	0,42	0,55	0,7	0,83	0,74	0,68	0,6	0,4	—	—	—	—	—
III	10	32,5	0,66	0,25	0,44	0,55	0,89	0,75	0,56	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	15	32,5	0,57	0,21	0,33	0,45	0,65	0,57	0,44	—	—	—	—	—	—	—	—	—

ния безразмерных характеристик турбулентности существенно возрастают, хотя общая картина распределения их в потоке в зоне расширения не меняется. Численное отношение пульсаций в зоне расширения потока (в сечении $\frac{x}{L} = 0,5$) к пульсациям в начальном сечении несколько расходится в опытах, но по суммарной оценке для величины σ_u оно достигает двух, а для σ_v в некоторых точках — даже больше двух.

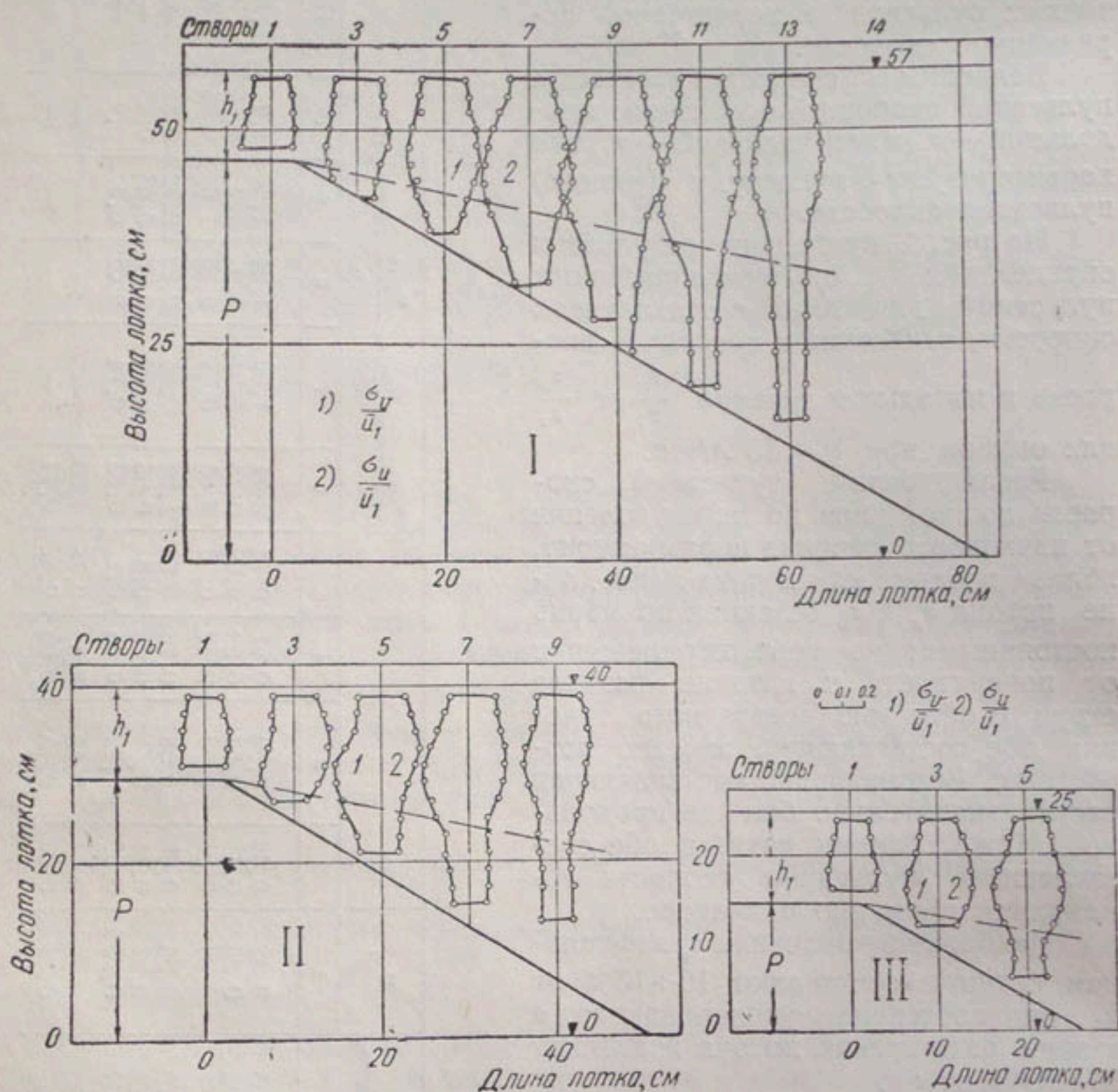


Рис. 3. Поле среднеквадратичной продольной $\frac{\sigma_u}{u_1}$ и вертикальной $\frac{\sigma_v}{u_1}$ пульсаций скорости при $q = 15$ л/сек на I, II и III моделях.

На основании опытных данных были определены осредненные по глубине значения $\frac{\sigma_u}{u_1}$ и $\frac{\sigma_v}{u_1}$ вдоль потока.

Графики распределения вдоль потока осредненных по глубине пульсаций скорости (рис. 4) наглядно показывают существенное возрастание интенсивности турбулентности с увеличением относительной высоты гребня отложений $\frac{P}{T}$.

Обе составляющие пульсаций возрастают с удалением вниз по течению от гребня отложений. Явно выраженный максимум пульсаций находится примерно в створе $\frac{x}{L} \approx 0,5$ при наибольшей относительной высоте гребня отложений, равной $\frac{P}{T} = 0,85$.

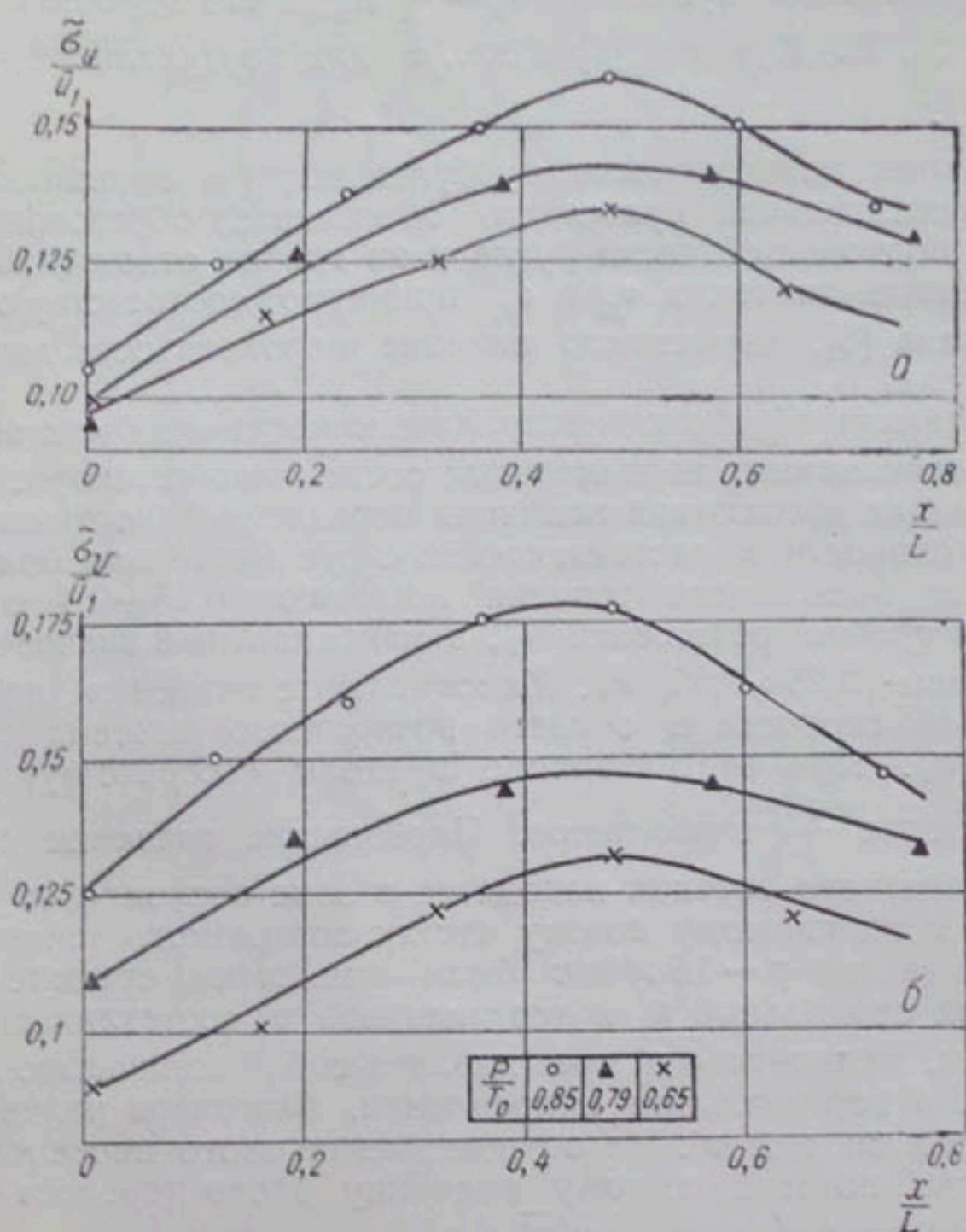


Рис. 4. Среднеквадратичные продольные $\frac{\sigma_u}{u_1}$ (а) и вертикальные $\frac{\sigma_v}{u_1}$ (б) пульсации скорости, осредненные по глубине потока при $q = 10$ л/сек.

Убывание пульсаций после достижения максимума продолжается до конечного сечения, хотя они не успевают снизиться до их начального уровня над гребнем отложений. Турбулентности в области возвратного течения во всех опытах остаются примерно одинаковыми, причем в некоторых точках пульсации скорости становятся даже меньше их значений над гребнем отложений.

Как видно из графика (рис. 4), величина вертикальной составляющей пульсации скорости получается больше, чем продольной, что хорошо согласуется с величиной максимальной пульсации, где M_y была больше M_x .

Сопоставления максимального значения пульсаций скорости со среднеквадратичной дали следующие величины:

$$\frac{\sigma_u}{u_{\max}} = 0,3 \pm 0,33 \text{ и } \frac{\sigma_v}{u_{\max}} = 0,34 \pm 0,38.$$

Для продольной пульсации $\sigma_u = \frac{1}{3} u'_{\max}$, что хорошо согласуется с данными Д. И. Кумина [6] и др., а для вертикальной пульсации $\sigma_v \geq \frac{1}{3} v'_{\max}$.

Увеличение интенсивности турбулентности в начальном сечении (особенно вертикальной пульсации) объясняется образованием гряды наносов на подводящей части русла и на гребне отложений.

Полученные значения σ_u и σ_v примерно соответствуют данным Б. А. Фидмана [5], изучавшего влияние шероховатости дна на кинематику потока.

На основании обработки материалов киносъемки были определены изменения осредненных вертикальных составляющих скорости $\bar{v}$.

Наибольшая абсолютная величина осредненной вертикальной составляющей скорости в растекающейся струе несколько более $0,2 u_1$.

Скорости возвратного течения достигают $0,15-0,4$ от средней скорости на гребне отложений u_1 , а максимальные значения $u_{0 \max}$ в среднем равны $(0,25 \div 0,65) u_1$. Максимальные значения вертикальной составляющей скорости в области возвратного течения составляют $(0,3 \div 0,75) u_1$. При этом верхние пределы соответствуют опытам,

когда отношение $\frac{P}{T}$ наибольшее. Наибольшие значения скорости в области возвратного течения находятся в зоне восходящих токов и в ближайших к транзитному потоку частях возвратного течения.

Для опыта при $q = 15 \text{ л/сек}$ были вычислены средние значения произведения продольной u' и вертикальной v' составляющих пульсаций скорости. Величина $\overline{u'v'}$ представляет собой количество движения, переносимое в вертикальном направлении, благодаря наличию вертикальной составляющей v' . На осуществление этого переноса тратится часть энергии потока, поэтому величину этого переноса называют турбулентным трением $\tau = -\rho \overline{u'v'}$.

Данные о величине турбулентного трения, действующего в параллельных дну лотка плоскостях, приведены на рис. 5. Отложенные на рис. 5 величины $\frac{\overline{u'v'}}{u_1^2}$ представляют отношение величины турбу-

лентного трения к удвоенной кинетической энергии потока в начальном сечении. Вблизи поверхности потока величины турбулентного трения остаются постоянными вдоль потока.

Наибольшие величины турбулентного трения имеют место в зоне восходящих токов и непосредственно на границе струи с зоной возвратного течения, где отмечались одновременно наибольшие градиенты осредненной продольной скорости (рис. 1) и наиболее значительные пульсации (рис. 3).

Повышение величины турбулентного трения в зоне восходящих токов, по-видимому, можно объяснить наибольшими значениями вертикальной составляющей пульсации скорости в этой области. Величина $\overline{u'v'}$ превосходит здесь ее значения у дна в начальном сечении (под гребнем отложений) более чем в 5 раз.

Величины турбулентного трения также оказываются наибольшими при большей относительной высоте гребня отложений $\frac{P}{T}$.

Для этого же опыта были подсчитаны коэффициенты турбулентного обмена $\epsilon = \frac{\overline{u'v'}}{d\bar{u}/dy}$, определявшиеся по данным о турбулентном

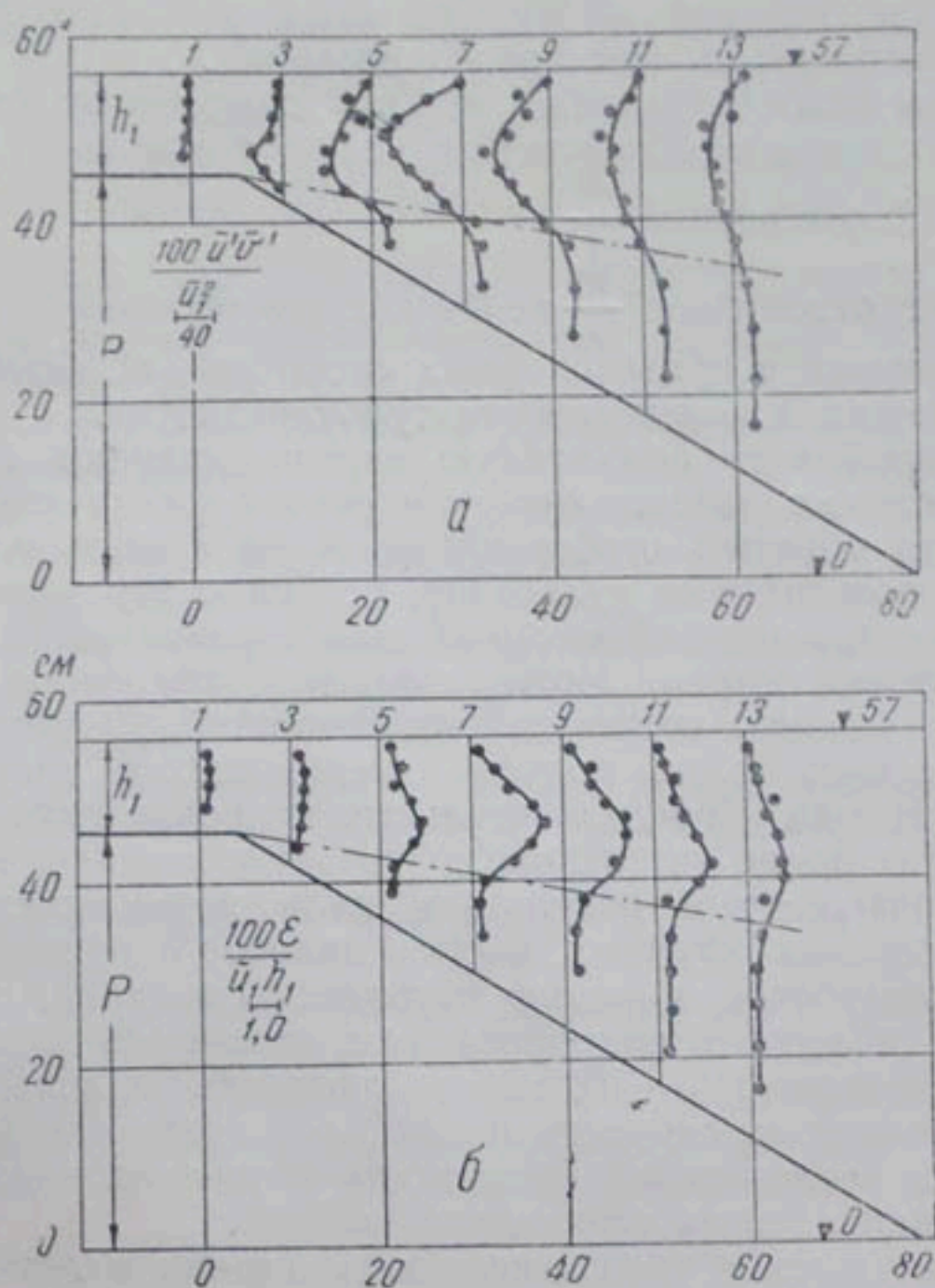


Рис. 5. Изменение величины турбулентного трения $\overline{u'v'}$ (а) и коэффициента турбулентного обмена ϵ (б) при $q = 15$ л/сек на 1 модели.

трении $\overline{u'v'}$ и производной от скорости $d\bar{u}/dy$, вычисленным графически по распределению скоростей. На рис. 5 коэффициенты турбулентного обмена представлены в безразмерной форме в виде величин $100 \epsilon / u_1 h_1$.

Вблизи поверхности потока величины ϵ вдоль потока остаются примерно одинаковыми. Максимальные значения величины ϵ имеют место на некотором удалении от гребня отложений. Наибольшие значения ϵ находятся между створами 5—11 (рис. 5) в пределах восходящих токов и на границе раздела, где наблюдались наиболее значительные величины пульсации и трения.

Полученные данные о величине ϵ в поле потока показывают, что наиболее интенсивный турбулентный обмен между струей и зоной возвратного течения происходит на границе раздела и убывает с приближением к поверхности потока.

Величина ε при большем значении отношения $\frac{P}{I} = 0,82$ оказалась несколько больше, чем при $\frac{P}{I} = 0,74$.

Следует иметь в виду, что данные о величине турбулентного трения и коэффициенте турбулентного обмена, вследствие малого количества последовательных значений u' и v' , а также трудности определения производной $\overline{du}/dy$, являются наименее надежными и должны рассматриваться как предварительные.

Результаты опытов показали, что все скоростные характеристики потока зависят главным образом от степени вертикального расширения потока, т. е. от отношения $\frac{P}{I}$.

Изменение отношения $\frac{P}{I}$ ведет к существенному изменению величины мгновенных и пульсационных скоростей, особенно вертикальных составляющих и интенсивности турбулентности.

Если рассматривать полученную картину с точки зрения оценки возможности отрыва, взвешивания и переноса частиц наносов в толщу потока, следует обратить особое внимание на максимальные значения скоростей, на повышенные пульсации, особенно вертикальной составляющей скорости, имеющей место вблизи дна под гребнем отложений, в зоне расширения потока. Можно полагать, что ввиду значительной величины вертикальных составляющих скоростей, мощности пульсаций в зоне восходящих токов подъем и перемещение частиц наносов в верхние слои потока и последовательные их вовлечения в водоприемники происходят более интенсивно.

Все вышеизложенные результаты дали возможность установить механизм вовлечения крупных частиц наносов в водоприемники [7]. Наиболее существенной областью изучаемого явления, определяющего вовлечение наносов в водоприемники, оказалась зона восходящих токов между створами 5—10, где наблюдались значительные вертикальные составляющие скорости и наиболее значительные пульсации.

Результаты исследований кинематики потока на подходе к сооружению позволяют сделать следующие выводы.

1. Угол расширения транзитной зоны (линия нулевых скоростей) при различных расходах воды и относительном вертикальном расширении потока остается практически постоянным, причем тангенс этого угла равен 12° .

2. Неоднородность поля осредненных скоростей наиболее характерна лишь для продольной составляющей скорости, и наибольшие градиенты скоростей возникают на границе раздела. Поле осредненных скоростей вертикальной составляющей в пределах исследованного участка более однородно.

3. Наличие в пограничной зоне крупных вихрей с горизонтальной осью вращения и восходящие токи способствуют увеличению турбулентных характеристик потока по вертикали, т. е. по толще потока.

4. Величина максимального размаха пульсации скорости характеризуется параметром M , достигает своего наибольшего значения в створе на расстоянии $0,4 \div 0,6 L$ от точки отрыва, где, как показали опыты, $M_x = 1,0$; $M_y = 1,4$. Ниже по течению параметр M постепенно уменьшается.

5. Интенсивность турбулентности потока, характеризуемая величинами $\frac{\sigma_u}{u_{\text{ср}}}$ и $\frac{\sigma_v}{u_{\text{ср}}}$, имеет наибольшее значение в створе на расстоя-

нии, равном $0,5 L$ (L — расстояние от точки отрыва до сооружения) от точки отрыва. В этом створе $\frac{\sigma_u}{u_{cp}} = 0,23$ и $\frac{\sigma_v}{u_{cp}} = 0,28$, ниже по течению они постепенно уменьшаются.

6. Турбулентные касательные трения τ и коэффициент турбулентного обмена ε достигают своего наибольшего значения примерно на расстоянии $0,4-0,5 L$ от точки отрыва.

7. Наиболее существенная область изучаемого явления, с точки зрения вовлечения наносов в водозабор, находится ближе к зоне транзитного потока и лежит между створами 5—10, в области восходящих токов, где наблюдаются самые большие мгновенные скорости и наиболее значительные вертикальные составляющие пульсации скорости.

Таким образом, метод скоростной киносъемки позволил определить в сложном случае движения потока мгновенные и пульсационные составляющие скорости, оценить интенсивность турбулентности, что позволило установить механизм движения частиц наносов, вовлекаемых в водоприемники.

ЛИТЕРАТУРА

1. Леви И. И. Водоприемники гидроэнергетических установок, М.—Л., ГЭИ, 1950.
2. Фидиппов Е. Г. Исследования структуры потока перед средненапорными гидроузлами с послойной схемой водозабора, Труды САНИИРИ, вып. 100, Ташкент, 1960.
3. Ирмухамедов Х. О процессе вовлечения наносов в турбинные водоводы средненапорной ГЭС с послойной схемой водозабора, Вопросы гидротехники, вып. 6, Ташкент, АН УзССР, 1962.
4. Минский Е. М. и Фидман Б. А. Об экспериментальном определении статистических характеристик турбулентных потоков, Изв. ЭИ АН СССР, 1940, т. 9.
5. Фидман Б. А. Результаты измерения турбулентности в равномерных и резко расширяющихся потоках, Изв. АН СССР, ОТН, 1953, № 11.
6. Кумин Д. И. Турбулентность и гашение энергии при сопряжении бьефов, Известия ВНИИГ, т. 55, 1936.
7. Ирмухамедов Х. Изв. АН УзССР, серия техн. наук, 1962, № 2.

А. М. МУХАМЕДОВ

УТОЧНЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ ФОРМУЛ ДВИЖЕНИЯ ДОННЫХ НАНОСОВ

При расчете деформации русла верхнего и нижнего бьефов при занесении и размыве и в других случаях гидротехнической практики необходимо знать расход наносов и определить величину скорости u_0 , соответствующей началу трогания частиц донных наносов. Для разрешения этих вопросов мы провели лабораторные исследования применительно к условиям предгорных участков рек.

Строго разработанной теории движения донных наносов не имеется. Для получения связей гидравлических элементов потока с расходом наносов опыты проводили в прямоугольной лотке шириной 0,50 м и с длиной рабочей части 15 м (дно лотка размываемое). Средний диаметр употреблявшегося песка — 1,9 мм, максимальный — 7 мм.

Смесь опытного песка отвечала составу наносов на предгорных участках рек и геометрически смоделирована в масштабе 1:20 натурной величины среднего диаметра, равной 38 мм.

Некоторые гидравлические элементы потока при равномерном режиме, полученные по данным опытов в лотке, приведены в табл. 1. Установившийся равномерный режим достигался при балансе пущенных и уловленных наносов. На основании этих результатов построена кривая зависимости расхода наносов q_τ от средней скорости потока u_{cp} , т. е.

$$q_\tau = f(u_{cp}).$$

Как известно, расчет расхода донных наносов может производиться по ряду экспериментально-теоретических формул, из которых наиболее распространенными являются следующие формулы:

1) проф. М. А. Великанова —

$$q_\tau = \mu u^3 d_{cp} (u - u_0) \text{ кг/сек, м,}$$

где μ — постоянный коэффициент;

2) проф. В. Н. Гончарова —

$$q_\tau = 2,08 \left(\frac{u}{u_0} \right)^3 d_{cp} (u - u_0) \left(\frac{d_{cp}}{h} \right)^{0,1} \text{ кг/сек, м;}$$

3) проф. И. И. Леви —

$$q_\tau = 0,002 \left(\frac{u}{u_0} \right)^3 d_{cp} (u - u_0) \left(\frac{h}{d_{cp}} \right)^{0,65} \text{ кг/сек, м}$$

или же

$$q_{\tau} = c \cdot \gamma \cdot d_{\text{ср}} \left(\frac{u}{u_0} \right)^3 (u - u_0) \text{ кг/сек, м.}$$

При выводе указанных формул использовались три различные зависимости для определения скорости движения частиц u_n , т. е.

Таблица 1

Гидравлические элементы потока по данным опытов для построения графика $q_{\tau} = f(u)$

Номер опыта	$q, \text{ м}^3/\text{сек}$	$h_{\text{ср}}, \text{ м}$	$u_{\text{ср}}, \text{ м/сек}$	$q_{\tau}, \text{ кг/сек, м}$	$\lg (10^3 u)$	$\lg (10^3 q_{\tau})$
13-1	0,0075	0,0347	0,432	0,0229	1,6355	1,3598
14-1	0,0068	0,0335	0,406	0,0120	1,6085	1,0792
15-1	0,0075	0,0350	0,428	0,0082	1,6314	0,9138
16-1	0,0075	0,0335	0,448	0,0263	1,6513	1,4200
17-1	0,0077	0,0420	0,451	0,0255	1,6542	1,4065
18-1	0,0111	0,0415	0,535	0,0669	1,7284	1,8254
19-1	0,0111	0,0400	0,554	0,0749	1,7455	1,8745
20-1	0,0111	0,0408	0,543	0,0740	1,7348	1,8692
7-1	0,012	0,0390	0,615	0,0952	1,7889	1,9786
8-1	0,012	0,0380	0,632	0,0686	1,8007	1,8363
9-1	0,012	0,0400	0,600	0,0592	1,7782	1,7723
19-II	0,015	0,0440	0,682	0,210	1,8338	2,3032
21-II	0,015	0,0450	0,667	0,201	1,8241	2,3222
1-I*	0,0025	0,0250	0,200	0	1,3010	0

* Замечен отрыв частиц $d < 1 \text{ мм}$.

1) М. А. Великанов — $u_n = (u - u_0)$;

2) В. Н. Гончаров — $u_n = \left(\frac{d}{h} \right)^{0,1} (u - u_0)$;

3) И. И. Леви — $u_n = \varphi (u - u_0)$ или $u_n = \varphi (u - \alpha u_0)$.

Определение величины скорости u_0 по существующим формулам дает различные результаты, так как эти формулы выведены экспериментально-теоретическим путем, схематизацией явлений с однородными наносами в лаборатории и полностью не отражают естественных условий движения наносов в смеси. К таким относятся формулы М. А. Великанова, Г. И. Шамова, В. Н. Гончарова, И. И. Леви, М. А. Мосткова, И. В. Егiazарова, Е. А. Замарина, И. К. Никитина, В. С. Кнороза, Б. А. Фидмана, Б. Н. Студеничникова, И. Я. Орлова, М. И. Назарова и др.

Для скорости u_0 в литературе (а также в нормативах) рекомендуется пользоваться главным образом следующими формулами:

1) М. А. Великанова —

$$\frac{u_0^2}{g d_{\text{ср}}} = 14 + \frac{6}{d_{\text{ср}}} (\text{мм});$$

2) В. Н. Гончарова —

$$u_0 = 1,3 \cdot 3,0 \varphi^{0,2} h^{0,2} (d_{\text{ср}} + 0,0014)^{0,3} \text{ м/сек,}$$

где $\varphi = \frac{d_{\text{max}}}{d_{\text{ср}}}$;

3) И. И. Леви —

$$u_0 = 1,4 \sqrt{gd_{\text{ср}}} \ln \frac{h}{7d_{\text{ср}}} \left(\frac{d_{\text{max}}}{d_{\text{ср}}} \right)^{1/7} \text{ при } \frac{h}{d_{\text{ср}}} > 60$$

или

$$u_0 = 1,4 \sqrt{gd_{\text{ср}}} \left(1 + \ln \sqrt{\frac{h}{d_{\text{ср}}}} \right) \left(\frac{d_{\text{max}}}{d_{\text{ср}}} \right)^{1/7} \text{ при } 10 < \frac{h}{d_{\text{ср}}} < 60.$$

Как будет показано ниже, подсчеты по этим формулам дают результаты с большими расхождениями.

Наши опыты показали, что нельзя принять простую разность $(u - u_0)$ за скорость движения частиц наносов для смеси, и, как видно из приведенных зависимостей, этот вопрос необходимо детально изучить. Разнообразие структуры приведенных формул можно объяснить тем, что одни исследователи обращали внимание на роль частиц при формировании шероховатости потока, другие упускали это из виду, обращая внимание на другие гидравлические элементы потока, например уклон, расход потока и т. п. Кроме того, исследования каждого автора проводились в различных условиях постановки лабораторных экспериментов со специальным подбором гидравлических характеристик потока и испытываемых наносов для каждой серии опытов. При экспериментальном изучении явления не последнюю роль играло, вероятно, отсутствие единой разработанной теории движения донных наносов.

Таким образом, для расчета мы можем принять любую формулу вышеуказанных авторов в том виде и с теми коэффициентами, как они дают. Между тем известно, что реки даже одного географического района, имея примерно одинаковые стоковые характеристики, несут совершенно разные количества наносов, так как геологическое строение бассейнов рек может оказаться различным, что не учтено в формулах расходов наносов.

При водохозяйственных расчетах и проектировании обычно проводятся гидрологические исследования и в том числе — измерения донных наносов. В этом случае можно построить кривую связи $q_{\tau} = f(u)$ или $q_{\tau} = f(Q)$ для натуры; такая связь используется и для модельных исследований. Однако для натуры затруднительно установить u_0 .

Имея кривую связи $q_{\tau} = f(u)$, можно воспользоваться одной из вышеприведенных формул для расхода наносов и определить входящие в них постоянные коэффициенты и величину u_0 для заданной реки или модели.

В качестве расчетной зависимости для расхода наносов после подробного анализа существующих формул в наших условиях была принята формула проф. И. И. Леви

$$q_{\tau} = c \gamma d_{\text{ср}} \left(\frac{u}{u_0} \right)^3 (u - u_0) \text{ кг/сек, м} = cA, \quad (1)$$

где

$$A = \left(\frac{u}{u_0} \right)^3 \gamma d_{\text{ср}} (u - u_0).$$

Далее были определены постоянные c и u_0 . Экстраполяция кривой $q_{\tau} = f(u)$, построенной по измеренным расходам наносов и средним скоростям потока, при нахождении величины u_0 не дает точного значения вследствие большой кривизны кривой связи. Такая экстра-

полюция, по результатам наших опытов, дала $u_0 = 0,32$ м/сек (рис. 1). Для подтверждения правильности ее значений была построена логарифмическая прямая этой же зависимости, которая

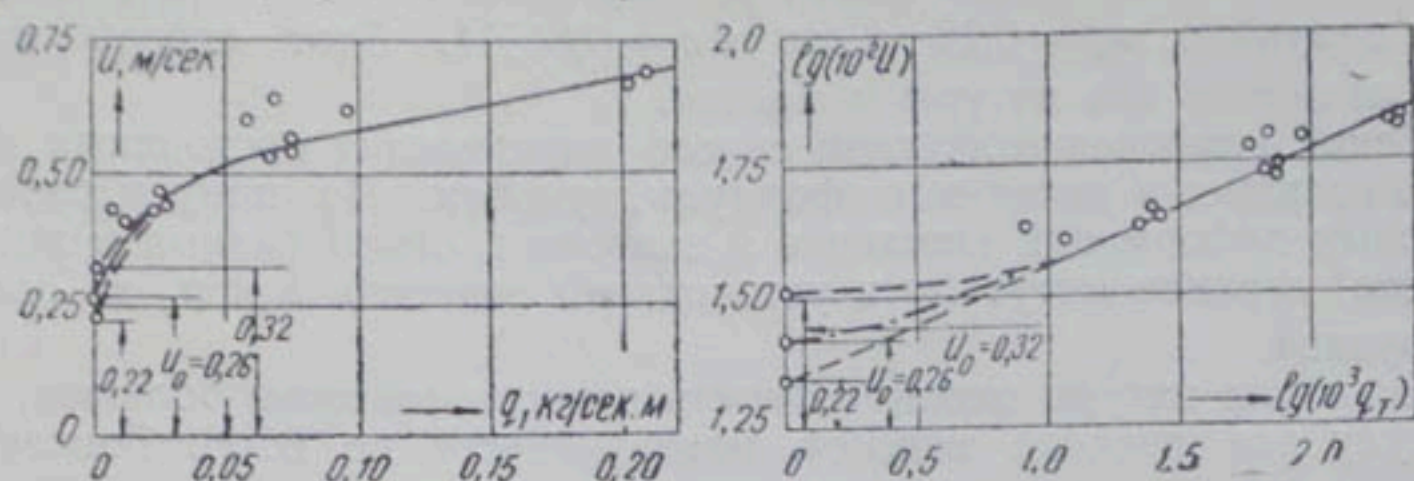


Рис. 1. Графики $q_T = f(u)$.

дала пониженную величину для $u_0 = 0,22$ м/сек. Было установлено, что для начала координат логарифмическая прямая переходит на кривую и тоже не дает точной величины u_0 при пересечении с осью $\lg u$. Подсчет по вышеприведенным формулам для u_0 дал различные результаты: по формуле М. А. Великанова — 0,56 м/сек, Н. В. Гончарова — 0,28, И. И. Леви — 0,24 м/сек.

Для большей уверенности в результатах проводимых расчетов деформации русел рек предлагаем следующий способ определения величин c и u_0 в формуле (1): задаемся рядом значений u_0 и определяем коэффициент c в формуле (1) при известных величинах q_T и u , которые получены из опытов. Далее считаем, что если выбранная u_0 действительно соответствует данному условию, то коэффициент c в

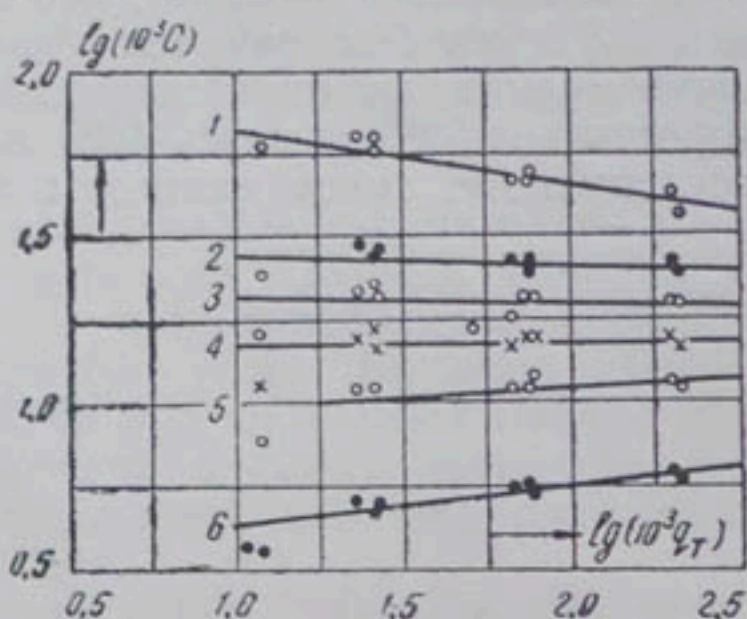


Рис. 2. Графическое определение постоянных c_1 и u_0 при

$$q_T = c \left(\frac{u}{u_0} \right)^3 \cdot \gamma d (u - u_0);$$

1 — $u_0 = 0,34$; 2 — $u_0 = 0,30$; 3 — $u_0 = 0,28$; 4 — $u_0 = 0,26$; 5 — $u_0 = 0,24$; 6 — $u_0 = 0,20$ м/сек.

Таблица 2

Опытные данные для графического определения постоянных u_0 и c

Номер опытов	$\lg(10^3 q_T)$	Значение $\lg(10^3 c)$ при u_0 , м/сек					
		0,34	0,30	0,28	0,26	0,24	0,20
13-I	1,3598	1,8035	1,4892	1,3345	1,1818	1,0302	0,7093
14-I	1,0792	1,7657	1,3820	1,2014	1,0523	0,8825	0,5623
16-I	1,4203	1,7482	1,4456	1,3096	1,1554	1,0103	0,6955
17-I	1,4181	1,8041	1,4265	1,3444	1,2079	1,0461	0,6803
18-I	1,8254	1,6637	1,4208	1,2480	1,1685	1,0326	0,7396
19-I	1,8745	1,6849	1,3892	1,3075	1,1906	1,0577	0,7177
20-I	1,8692	1,6730	1,4114	1,3075	1,1775	1,0442	0,7544
19-II	2,3222	1,5551	1,3927	1,2788	1,1608	1,0350	0,7612
20-II	2,3031	1,6294	1,4150	1,2856	1,1870	1,0611	0,7860

этой формуле должен быть постоянным при всех значениях q_T и u , т. е. прямая $c = f(q_T)$ должна быть горизонтальной линией. Таким

образом, построив ряд прямых линий для различных u_0 , графически (рис. 2) найдем значения постоянных u_0 и c в формуле (1). Для условий нашего опыта (табл. 1 и 2) при $d_{\text{ср}} = 1,9 \text{ мм}$ по этому способу было получено: $u_0 = 0,26 \text{ м/сек}$ и $c = 0,01514$. Этот способ может быть применен для природы и модели.

Такой графоаналитический способ определения постоянных величин, входящих в расчетные формулы, удобен. По нему в расчетах русловых деформаций (заиление и занесение, общий размыв и промыв наносов) заранее могут быть установлены значения c и u_0 на бьефах гидроузлов.

Если для природы неоднородность наносов слишком большая, то в формулу для расхода наносов можно ввести, по В. Н. Гончарову, коэффициент неоднородности наносов в виде $\varphi = \left(\frac{d_{\text{max}}}{d_{\text{ср}}} \right)^{1/n}$, где $n = (8 \div 10)$, и затем таким же образом определить постоянные величины u_0 и c .

В заключение отметим, что в опыте 1-I (см. табл. 1) с расходом воды $2,5 \text{ л/сек}$ был замечен отрыв отдельных частиц наносов и движение мелких фракций диаметром меньше 1 мм , при этом средняя скорость потока оказалась $0,20 \text{ м/сек}$. Она не может быть принята за расчетную для смеси наносов с $d_{\text{ср}} = 1,9 \text{ мм}$.

А. М. МУХАМЕДОВ

О СОПРОТИВЛЕНИЯХ В ДВИЖЕНИИ БУРНОГО ПОТОКА

При изучении работ, связанных с определением гидравлических сопротивлений в форме Никурадзе — Зегжда, а также в форме коэффициента Шези, мы установили, что все рассмотренные методы расчета не дают удовлетворительных результатов для горных и предгорных участков рек вследствие иного характера строения ложа при движении наносов.

Горные участки рек имеют большие уклоны, сравнительно узкие и устойчивые в плане русла, сложенные из крупных обломочных материалов. В период межени глубины потока небольшие и отдельные валуны выступают над поверхностью воды. Крупные камни и места их скопления разбивают поток на ряд отдельных мелких протоков. Наличие таких препятствий создает большую шероховатость, вследствие чего скорости потока оказываются меньше критических, хотя уклоны потока больше критических.

Кроме того, при протекании потока струи, ударяясь по пути о валуны и другие препятствия, образуют систему чередующихся прыжков волн и брызг. Только в паводок можно наблюдать сплошное протекание потока со значительными скоростями, причем поверхность воды выглядит волнистой.

В паводок гидравлические элементы бурного потока имеют определенные значения и по ним можно вести расчет, тогда как в межень из-за невозможности правильного измерения размеров потока трудно получить величину средних гидравлических элементов русла.

Отметим, что обычно гидрометрические посты устанавливаются в таких местах, где поток течет сравнительно спокойно, в створе русла отсутствуют крупные валуны и другие препятствия, мешающие проведению точных замеров, главным образом расхода воды. Поэтому в некоторых случаях данные УГМС не могут достаточно точно характеризовать истинную картину гидравлического режима потока.

При анализе материалов УГМС в натуральных условиях мы дополнительно изучали участки русла реки, прилегающие к существующим гидрометрическим створам горных рек в бассейне р. Чирчик. Для оценки гидравлического режима рек нами было подсчитано число Фруда, характеризующее кинетичность потока на горных участках $\left(Fr_{cp} = \frac{v_{cp}^2}{gh_{cp}} \text{ и } Fr_{max} = \frac{v_m^2}{gh_m} \right)$ в паводок. Эта величина для средней глубины по сечению и для стрежневой глубины имеет разное значение: примерно Fr_{cp} до 1 и Fr_{max} — до 2 и выше. В стрежневой части потока

шероховатость значительно меньше, так как более мелкие фракции движущихся наносов заполняют и выглаживают промежутки между крупными наносами (камнями). Это увеличивает скорость потока в данной части русла, уменьшает шероховатость дна и, следовательно, сопротивление движению потока. Заметное сглаживание дна наступает в паводок, особенно при сплошном движении всей фракции наносов, составляющей дно русла. При спаде паводка поток вымывает и увлекает с собой мелкие донные наносы, тем самым увеличивая относительную шероховатость дна.

В условиях горных участков рек сильной деформации не наблюдается благодаря устойчивости ложа реки, обычно сложенного из крупных обломочных материалов и камней. Как показали наблюдения в бассейне р. Чирчик за 1959 г., деформация такого дна русла может происходить только при больших внезапных паводках, при избытке влекущей силы потока, которая могла бы перемещать большой объем камней и валунов, слагающих дно горной реки.

Из всего изложенного логически вытекает, что коэффициент Шези C (или шероховатости n), т. е. сопротивление русла при движении потока, в зависимости от гидрографа реки изменяется в значительных пределах. Поэтому необходимо уточнить расчетные формулы по определению коэффициента сопротивления λ , что то же самое для скоростного множителя C в формуле Шези.

1. Известно, что средняя скорость руслового потока зависит от глубины, уклона и шероховатости русла. Шероховатость может быть охарактеризована средним размером донных наносов или же высотой выступов камней, подстилающих ложе реки. Уклон реки может входить в формулу лишь со множителем при ускорении силы тяжести gI , и эта величина представляет собой продольный компонент силы тяжести, отнесенный к единице веса жидкости, которая обуславливает движение потока. Считая бесспорным, что потоки горных рек удовлетворяют закону квадратичного сопротивления, т. е. средняя скорость потока $v_{\text{ср}}$ пропорциональна динамической скорости $v_* = \sqrt{gHI}$, представляя фактор шероховатости в степенном виде $\left(\frac{H}{\Delta}\right)^y$, как это обычно принимается при выводе гидравлических формул, можно написать следующее равенство:

$$v_{\text{ср}} = m v_* \left(\frac{H}{\Delta}\right)^y \quad (1)$$

или же, обозначив отношение $\frac{v_{\text{ср}}}{v_*}$ через k_1 , получим

$$k_1 = \frac{v_{\text{ср}}}{v_*} = \frac{C \sqrt{HI}}{\sqrt{gHI}} = \frac{C}{\sqrt{g}} = m \left(\frac{H}{\Delta}\right)^y. \quad (2)$$

Такой степенной закон теоретического выражения для формулы сопротивлений удобен в практических приложениях.

Из выражения (2) можно получить известную формулу акад. Н. Н. Павловского для скоростного множителя C :

$$C = \sqrt{g} \cdot \frac{m}{\Delta^y} \cdot H^y = \frac{1}{h} H^y,$$

откуда

$$n = \frac{\Delta^y}{m \sqrt{g}}, \quad (3)$$

где m — коэффициент пропорциональности, являющийся переменной величиной.

Величина Δ для русел рек также переменна и зависит от расхода воды. Таким образом, из выражения (3) видно, что обычный коэффициент шероховатости n является переменным и зависит от расхода воды и движения донных наносов.

Показатель y , согласно исследованиям акад. Н. Н. Павловского, для натуральных потоков находится обычно в пределах $1/4$ — $1/3$, но может доходить и до $1/2$. Проф. М. А. Мостков предлагает для показателя величину $1/6$, а коэффициент m — b зависимости от $\frac{R}{\Delta}$ и в

пределах $5000 > \frac{R}{\Delta} > 10$ принимается $m = 6,5$. Нами была построена логарифмическая связь для выражения (2) по данным измерений величины выступа шероховатости

$$\lg k_1 = \lg m + y \lg \left(\frac{H}{\Delta_{\max}} \right).$$

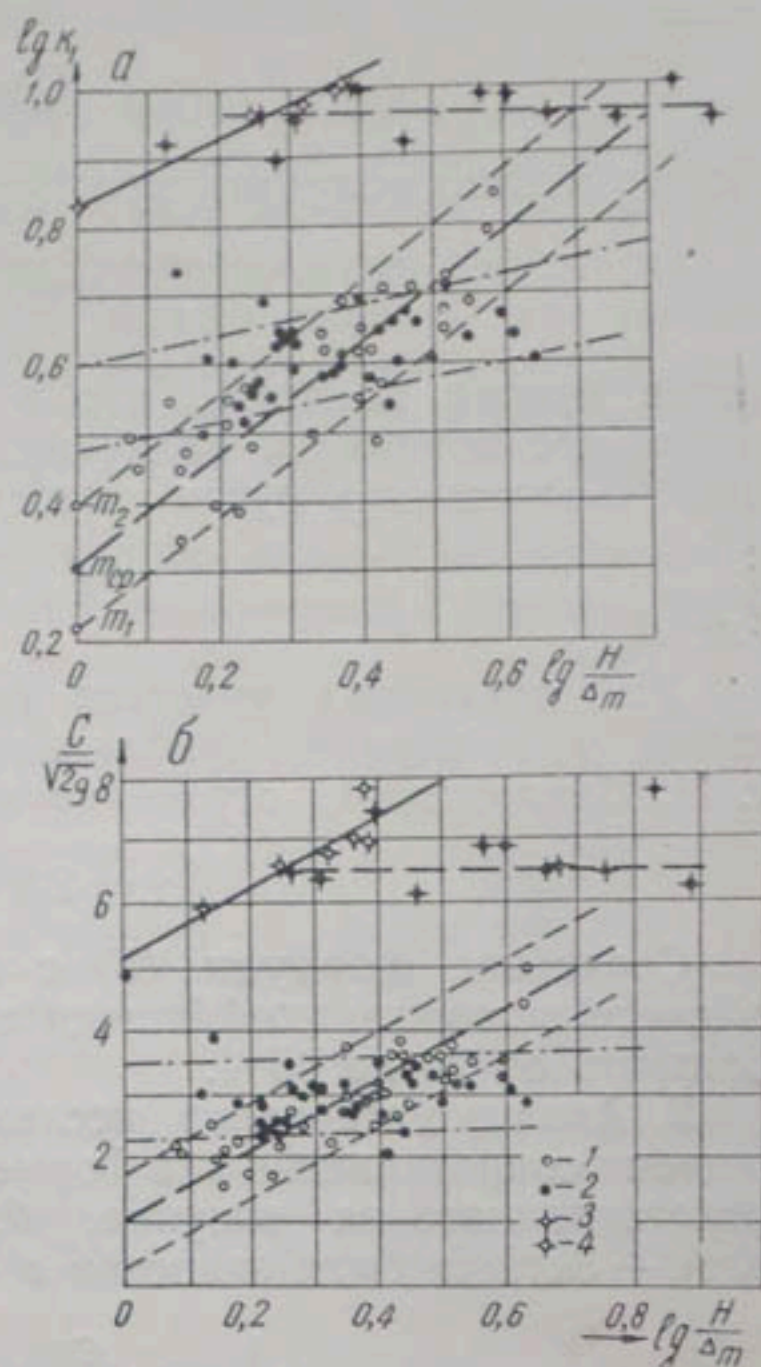
Как видно из рисунка, a , линии, построенные по данным природы, лежат значительно ниже линий измерений в лабораторном лотке. Это объясняется тем, что шероховатости этой группы рек и лотка, т. е. величины $\left(\frac{H}{\Delta_{\max}} \right)$ природы и $\left(\frac{R}{\Delta_{\max}} \right)$ модели, оказались отличными друг от друга.

Здесь важно отметить физическую сторону явления. В условиях межени, когда нет транспорта наносов, т. е. при неподвижной шероховатости, наклон прямой определяется максимальной величиной показателя $y = \frac{1}{1,5}$, а при движении наносов обнаруживается уменьшение наклона прямой и величина показателя y составляет $\approx \frac{1}{4,5}$.

По данным опытов, в лотке изменение показателя находится в пределах $y = \frac{1}{2}$ до $1/10$.

При анализе различных материалов природы по участкам рек в первом приближении установлено, что показатель степени y для горных участков может быть принят равным $1/3$, а коэффициент m — в пределах $3,0$ — $3,5$. Следовательно, из выражения

$$k_1 = \frac{C}{Vg} = m \left(\frac{H}{\Delta_{\max}} \right)^y$$



Графики связи сопротивления с относительной шероховатостью:

$$a - \lg k_1 = \lg m + y \lg \left(\frac{H}{\Delta_m} \right);$$

$$b - \frac{1}{V\lambda} = \frac{C}{V2g} = A + B \lg \frac{H}{\Delta_m};$$

1 — натура 1957 г. (межень); 2 — натура 1958 г. (паводок); 3 — модель (лоток) с неподвижным дном; 4 — модель (лоток) с подвижным дном.

получаем для C следующую расчетную формулу:

$$C = 10 \left(\frac{H}{\Delta_{\max}} \right). \quad (4)$$

Принимаем формулу Н. Н. Павловского со значением $y = 1/3$. Тогда

$$C = \frac{1}{n} H^{1/3}. \quad (5)$$

Отсюда можно получить простую связь между n и $\Delta_{\max}$

$$n = 0,10 \Delta_{\max}^{1/3}. \quad (6)$$

Также можно показать, что в качестве выступа шероховатости Δ правильнее принимать величину, равную 0,7 максимального диаметра камней, слагающих русла горных рек, т. е.

$$\Delta_{\max} = 0,7 d_{\max}, \quad (7)$$

а не $d_{\max}$.

Для различных участков горных рек при $R < 1$ величину показателя y в первом приближении можно определить из формулы Н. Н. Павловского, ограничиваясь только первыми двумя членами:

$$y = 2 \sqrt{n} - 0,10. \quad (8)$$

Сравнение формулы (5) с формулой Манинга показало, что в подсчете величины коэффициента шероховатости n расхождение может составить от 20 до 45%.

2. Анализ материалов исследований позволил определить коэффициент сопротивления λ в форме Никурадзе — Зегжда в виде графика, представленного на рисунке, б. Для этой цели зависимость Никурадзе — Зегжда была записана в виде

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \frac{C}{\sqrt{2g}} = A + B \lg \left(\frac{H}{\Delta_{\max}} \right). \quad (9)$$

На рисунке, б нанесены те же данные, которые были использованы для анализа сопротивления в форме степенного закона.

Для натурy получена следующая зависимость:

$$\frac{C}{\sqrt{2g}} = 1 + 5,6 \lg \left(\frac{H}{\Delta_{\max}} \right), \quad (10)$$

для лотка —

$$\frac{C}{\sqrt{2g}} = 5 + 5,6 \lg \left(\frac{H}{\Delta_{\max}} \right). \quad (11)$$

Здесь параметр A является функцией от относительной шероховатости. Физический смысл полученных зависимостей таков: первое постоянное значение коэффициента сопротивления определяется с уменьшением величины $\frac{H}{\Delta_{\max}}$ до единицы, при этом коэффициент Шези стремится к минимальной величине $\sqrt{2g} \cdot A = 4,43 \cdot A$, как это вытекает из зависимости (9) при $\frac{H}{\Delta_{\max}} \rightarrow 1$, $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \frac{C}{\sqrt{2g}} = A$, т. е. $\lambda = \text{const}$. Для натурy величина A оказалась единицей, что дает формально минимальную величину коэффициента Шези $C = 4,43$. Однако нельзя считать,

что существует „равномерное“ движение потока при $H = \Delta_{\max}$. В этом случае мы имеем обтекание потоком тел, выступающих на дне русла, чередующиеся перепады и другие виды течения.

В лотке константная величина A оказалась равной примерно 5, что дает величину $C = 22$. Здесь мы имеем довольно равномерное расположение „камней“ у дна, которое определяет равнозернистую шероховатость дна лотка.

Второе предельное значение коэффициента сопротивления определяется почти горизонтальным положением прямых, соответствующих сплошному движению наносов. В этом случае мы также имеем зону квазиконстантного сопротивления, установленного нами еще в 1951 г. Таким образом, в первом приближении можно сделать следующий общий вывод: в бурном потоке горных и предгорных участков рек имеются две зоны квазиконстантного сопротивления — в межени при $\frac{H}{\Delta} < 2$ и, как это вытекает из рисунка, б, в паводок при сплошном движении наносов по дну рек. В дальнейших наших исследованиях должны быть уточнены эти положения с привлечением других параметров руслового потока.

ЛИТЕРАТУРА

1. Великанов М. А. Динамика русловых потоков, Л., Гидрометиздат, 1949.
2. Мостков М. А. Очерк теории руслового потока, М., АН СССР, 1959.
3. Павловский Н. Н. Гидравлический справочник, М.—Л., ОНТИ, 1937.
4. Назаров М. И. Мощные каналы, Фрунзе, АН КиргССР, 1958.
5. Талмаза В. Ф. О коэффициентах групповой шероховатости Шези для горных рек Киргизии, сер. ест. и техн. наук, т. IV, вып. 5, Фрунзе, АН КиргССР, 1962.
6. Яхонтов С. А. К оценке сопротивления бурного потока в зоне малых относительных глубин, „Гидротехническое строительство“, 1960, № 6.
7. Мухамедов А. М., Умаров А. Ю. К исследованию режима потока и движения наносов на горных участках рек, Вопросы гидротехники, вып. 6, Ташкент, АН УзССР, 1962.

Р. Р. АБДУРАУПОВ

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ НЕУСТАНОВИВШЕГОСЯ ДВИЖЕНИЯ ВОДЫ В ОТКРЫТЫХ РУСЛАХ

Неустановившееся движение воды в зависимости от крутизны поверхности мгновенных продольных профилей волн можно рассматривать в форме непрерывного и прерывного движения [1—4].

Непрерывное движение характеризуется большой величиной отношения длины головной части волны к ее высоте. Здесь изменение гидравлических элементов потока как после прохождения фронта волны, так и в пределах ее тела происходит сравнительно медленно и плавно. К этому виду движения относятся волны речного паводка и попуска при медленном открытии затворов плотин и других сооружений.

Прерывное движение сопровождается крутым, почти вертикальным, лбом волны и вызывает резкое изменение уровня воды в данном створе; сюда относится волна, возникающая при быстром открытии затворов водосброса и при разрушении плотины.

При рассмотрении каждой из этих форм необходимо выяснить действующие силы и выделить основную, являющуюся определяющей в данной форме движения. Когда неустановившееся движение относится к длинным волнам, кривизна и угол расхождения элементарных струек очень малы, тогда возможно пренебречь силой инерции, так как в этих условиях основную роль играет сила трения.

Изменение уровня воды в пределах тела волны происходит сравнительно медленно. В начальный момент основную роль играет сила инерции, в дальнейшем она уменьшается и увеличивается сила трения.

На движение волны, образующейся в нижнем бьефе после разрушения плотины, главным образом влияет сила инерции, возникающая при изменении скорости по длине; ниже плотины это влияние уменьшается, увеличивается сила трения. С повышением горизонта в пределах тела волны превалирует сила трения.

В данной работе описывается непрерывное и прерывное движение воды и излагается способ расчета прерывного движения.

Непрерывное движение. Эта форма движения в большой степени зависит от шероховатости русла. Предполагаем, что неустановившееся движение происходит между двумя створами на расстоянии ΔS [5] и образуется за счет изменения расхода воды во времени в первом створе (изменение одного направления) (рис. 1). При этом представим, что мгновенное увеличение расхода приводит к появлению элементарной волны ниже этого створа. Затем по мере увеличения расхода вновь появляется такая же волна, накладывающаяся на предыдущую и отстающая своим фронтом на элементарное расстояние от предыдущей.

Дальнейший процесс развития неустановившегося движения при увеличении расхода воды в первом створе происходит аналогично. Пока фронт первоначальной волны продвигается ко второму створу, за ним образуется поток многоступенчатого вида, интенсивность которого по течению уменьшается. Каждая ступень представляет фронт элементарной волны с некоторой высотой. При уменьшении паводка происходит обратный процесс.

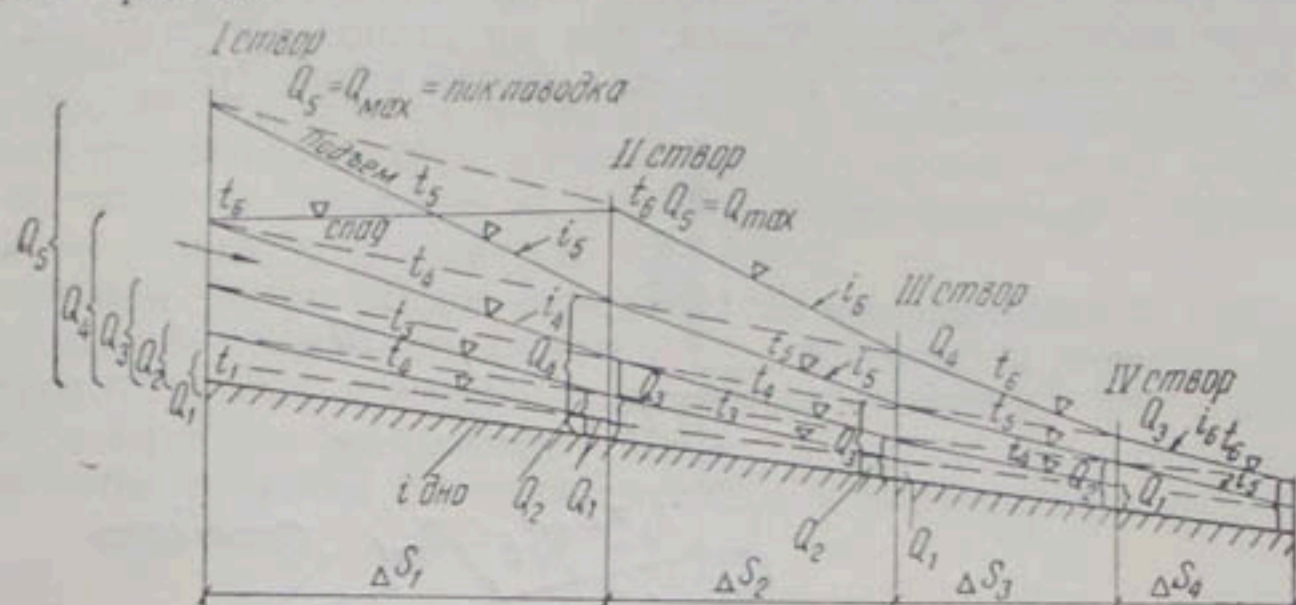


Рис. 1. Схема движения паводка в недеформируемом русле.

Таким образом, процесс продвижения фронта первоначальной волны к следующему створу и возрастание расхода в первом створе происходят одновременно. В этом случае время, потребное на продвижение фронта первоначальной волны с расходом Q_{n*} к следующему створу и на увеличение расхода (от Q_{n*} до Q_n^*) в первом створе, можно полагать одинаковым.

Если движение образовавшейся в первом створе первоначальной волны на участке между створами считать происходящим по закону установившегося режима или близким к нему, то принятая схема расчета значительно упростится (подробно см. в работе [5]).

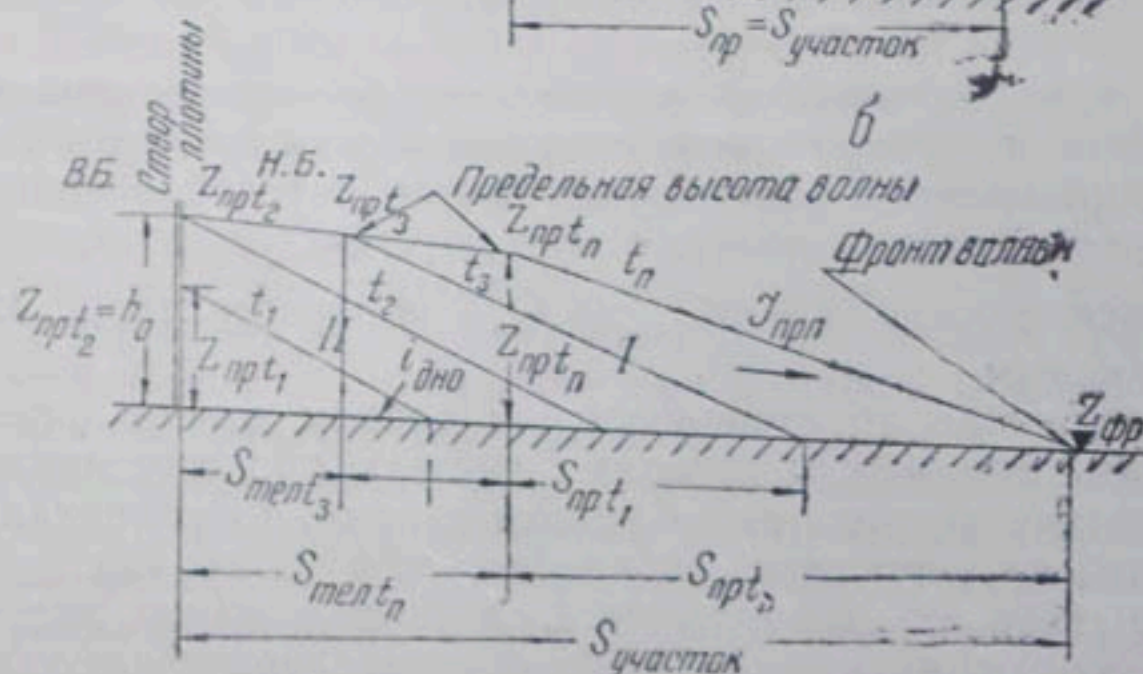
Непрерывное неустановившееся движение нами рассматривается как поток, состоящий из отдельных, среднеравномерных установившихся элементов. Это в значительной степени упрощает решение поставленной задачи. Замена изменяющейся по длине скорости ее средним значением позволяет учитывать приближенно все силы, участвующие в неустановившемся движении.

Такая методика расчета позволяет установить: расход воды, связанный с пропускной способностью канала; предельный расход, приводящий к деформации русла, а также определить гидравлические элементы потока в негидрологических створах при движении паводка.

Прерывное движение. Процесс формирования прерывной волны в первые моменты после разрушения плотины носит сложный характер, особенно при ее движении в сухом русле. Наблюдение за формированием и развитием прерывной волны в лаборатории показывает, что после внезапного удаления (разрушения) удерживающего сооружения под собственным давлением вода устремится вниз по нижнему бьефу с начальной скоростью $\Theta = \sqrt{2gh}$, в результате чего образуется волна. Продольный профиль ниже вершины волны имеет почти треугольную форму; передняя заостренная часть этого треугольника называется фронтом волны (рис. 2 а).

В створе плотины наблюдается явление, аналогичное водопаду: в нижнем бьефе горизонт повышается, а в верхнем — понижается, т. е. по

мере удаления фронта волны в створе плотины идет выравнивание горизонтов в бьефах. Этот процесс протекает до предела, определяемого величиной напора в момент разрушения плотины, а также равенством расходов по формулам водослива и Шези. Подобное изменение происходит также по длине русла ниже плотины. По мере удаления фронта волны горизонт воды в рассматриваемом створе, увеличиваясь, достигает своего предела (в пределах тела волны); причем, чем дальше отходит от плотины фронт волны, тем он становится меньше. Уменьшающийся по длине предел называем высотой волны (рис. 2 б).



Горизонты воды в створах как плотины, так и по длине русла после достижения своих пределов некоторое время остаются постоянными в зависимости от объема водохранилища: чем больше объем водохранилища, тем длительнее протекает этот процесс. С увеличением напора в момент разрушения плотины предел в ее створе возрастает. Повышение горизонта, затухание первоначальной скорости ниже створа и передвижение фронта волны происходят одновременно. Однако указанные явления в створе плотины протекают значительно медленнее, чем при распространении фронта в длину. По мере затухания первоначальной скорости в створе плотины и по длине русла увеличивается влияние силы трения. Сила инерции по сечению в створе плотины значительно меньше по сравнению с инерцией, возникающей при затухании скорости по длине. После установления предельной высоты волны поток целиком зависит от силы трения и расход можно определять по формуле Шези.

верхнем бьефе образуется обратная, отрицательная волна — волна опорожнения, а в нижнем — прямая, положительная — волна наполнения. Так как происходит свободный излив, то объемы этих волн должны быть идентичными. Кривые свободной поверхности воды в верхнем бьефе в каждый момент времени фактически могут иметь вид параболы выпуклостью вверх, а в нижнем бьефе — сначала выпуклостью вниз, а затем поверхности, изменяясь, переходят к параболе выпуклостью вверх. Пройдя некоторое расстояние, поверхность волны ниже ее вершины снова принимает вид параболы выпуклостью вниз. Если эти кривые заменить прямой, то объемы опорожнения и наполнения соответственно в верхнем и нижнем бьефах можно подсчитать как объем волн, имеющих в продольном профиле (в нижнем бьефе начиная с вершины до фронта) треугольную форму (см. рис. 2а).

В нижнем бьефе объем определяется размером и формой русла, а также положением поверхности воды в данный момент времени. Вследствие отсутствия точных измерений, полагаем, что поверхность воды ниже вершины волны имеет такой же уклон, как и образующийся при затухании скорости по длине русла. Он определяется формулой

$$I_{\text{пр}} = \frac{\theta_{n*} - \theta_{n+1}}{g\Delta t}, \quad (1)$$

где θ_{n*} — скорость в начальном створе в момент времени t_* ;
 θ_{n+1} — скорость в следующем створе в момент времени t_{*+1} ;
 $\Delta t = t_{*+1} - t_*$ — время пробега расстояния рассматриваемого участка фронтом волны.

Так как фронт волны почти совпадает с отметкой дна, то высота волны определяется выражением

$$Z_{\text{пр}} = I_{\text{пр}} S_{\text{пр}}, \quad (2)$$

где $S_{\text{пр}}$ — длина волны ниже ее вершины по горизонтали.

По мере удаления вниз от плотины высота волны, расплываясь, уменьшается: $h_0 > Z_{\text{пр1}} > Z_{\text{пр2}} > \dots > Z_{\text{прл}}$. Следовательно, объем наполнения в нижнем бьефе зависит от условия $Z_{\text{пр}} \leq h_0$; когда высота волны не достигла своего предела, т. е. $Z_{\text{пр}} < h_0$, объем будет определяться выражением

$$W_{\text{н. б}} = \frac{Z_{\text{пр}} b \cdot S_{\text{пр}}}{2}. \quad (3)$$

Если высота волны достигла своего предела в створе плотины, то $Z_{\text{пр}} = h_0$, при этом объем будет

$$W_{\text{н. б}} = \frac{h_0 \cdot b \Delta S_{\text{пр}}}{2}, \quad (4)$$

где h_0 — предельная высота волны в створе плотины, определяемая равенством расходов по формулам водослива и Шези;

b — ширина русла;

$\Delta S_{\text{пр}}$ — длина участка между вершиной и фронтом волны.

При заданном графике $\omega = f(Z)$ объем определяется выражением

$$W_{\text{н. б}} = \frac{\omega_{\text{пр}} \cdot \Delta S_{\text{пр}}}{2}, \quad (5)$$

где $\omega_{\text{пр}}$ — площадь поперечного сечения по вершине волны.

Если при расчете получим $Z_{np} > h_0$, то это будет означать, что высота волны уже достигла своего предела, но не в створе плотины, а на расстоянии $S_{\text{тело}}$ вниз от плотины, и в нижнем бьефе образовался участок (тело волны) (см. рис. 2б), преодолевший фронт волны. При этом пространство в пределах рассматриваемого участка остается заполненным водой, непрерывно поступающей из верхнего бьефа. В таких случаях объем наполнения состоит из объемов, заключенных в трапеции II длиной $S_{\text{тело}}$ и в треугольнике I с длиной основания S_{np} и высотой Z_{np} (см. рис. 2б). Таким образом, объем наполнения при $h_0 > Z_{np}$ будет

$$W_{н. б} = \frac{h_0 + Z_{np}}{2} \cdot b \cdot S_{\text{тело}} + \frac{Z_{np} \cdot b \cdot S_{np}}{2} \quad (6)$$

или при наличии графика $Z = f(\omega)$ —

$$W_{н. б} = \frac{\omega_0 + \omega_{np}}{2} \cdot S_{\text{тело}} + \frac{\omega_{np} \cdot S_{np}}{2} \quad (7)$$

Для определения объема отрицательной волны в верхнем бьефе необходимо узнать скорость распространения волны против течения, длину S_v и величину падения горизонта Z_v в течение заданного интервала времени Δt (см. рис. 2а). При этом скорость отрицательной волны определяется по рекомендации Н. М. Бернадского

$$\Theta_{обр} = V \sqrt{gh}, \quad (8)$$

где $h = \frac{H_0}{2}$ — половина высоты волны (напора);

H_0 — напор в начальный момент разрушения.

Расстояние, на которое продвинулся фронт отрицательной волны по истечении намеченного интервала времени Δt , будет

$$S_v = \Delta t V \sqrt{gh}. \quad (9)$$

Тогда, обозначив ширину верхнего бьефа через B , получим выражение для объема отрицательной волны в виде

$$W_{в. б} = Z_v \cdot S_v \cdot B. \quad (10)$$

Значение Z_v на основании данных наших опытов (рис. 3) рекомендуется определять по следующей зависимости:

$$Z_v = \frac{0,28 H_0 \sqrt{\frac{\omega}{Q}} t^{\frac{1}{2}}}{\sqrt[4]{\left(V \frac{H_0}{2g}\right)}}, \quad (11)$$

где ω — площадь поперечного сечения по контуру разрушения при H_0 ;

Q — площадь зеркала водохранилища при H_0 ;

t — время, затраченное на опорожнение водохранилища или наполнение в нижнем бьефе.

В пространственных условиях понижение горизонта по ширине и длине происходит одновременно. В этом случае необходимо вычислять среднее значение $Z_{в. ср}$.

При практических расчетах необходимо строить совмещенный график по формулам Риттера для водослива и Шези — для русла. Место пересечения кривых $Q = f(H_0)$ и $Q = f(h_0)$ дает глубину (предельная высота волны) потока у створа плотины, устанавливающуюся (в конце излива) спустя некоторое время после разрушения плотины.

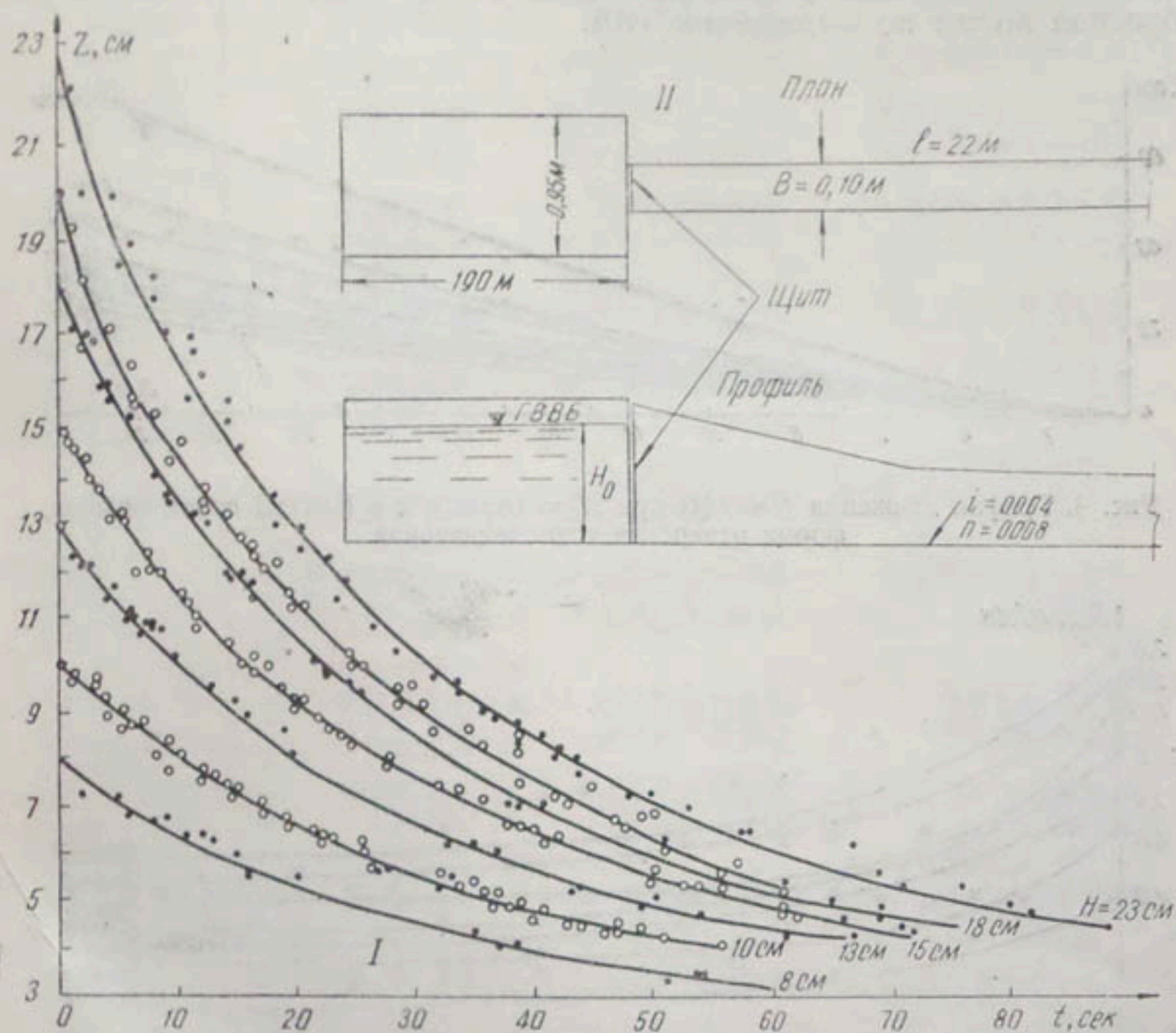


Рис. 3. График снижения уровня воды в верхнем бьефе плотины при свободном изливе (I) и схема экспериментального лотка (II):
 B — ширина отверстия; b — ширина русла прямоугольного сечения; H — напор.

Для подсчета объемов воды, вылившейся из верхнего бьефа и поступившей в нижний, определяем сначала первоначальную скорость движения воды в створе плотины по формуле

$$\theta = \sqrt{2gH_0} \quad (12)$$

и, задаваясь значениями скорости в следующем створе, устанавливаем среднюю скорость. По длине участка и средней скорости находим время, необходимое для прохождения фронта волны. По скоростям в створах и времени определяем уклон (по формуле 1), который принимаем за уклон поверхности волны. Задаваясь длиной ниже вершины $S_{пр} < S_{участ}$, высчитываем высоту волны $Z_{пр}$ из (2). Длина волны задается с таким расчетом, чтобы найденные значения высоты обеспечили, с одной стороны, равенство объемов наполнения и опорожнения соответственно в верхнем и нижнем бьефах и, с другой — отвечали условию $h_0 > Z_{пр}$ (см. рис. 26). В зависимости от значений $Z_{пр}$ и h_0 под-

считываем объем воды по выражениям (5) и (7). Полученный объем наполнения должен быть равен объему обратной волны в верхнем бьефе.

Величину обратной волны определяем ее скоростью и длиной соответственно по зависимостям (8) и (9). Зная падение $Z_{\text{ср}}$ (среднее значение понижения горизонта перед отверстием), находим объем обратной волны по выражению (10).

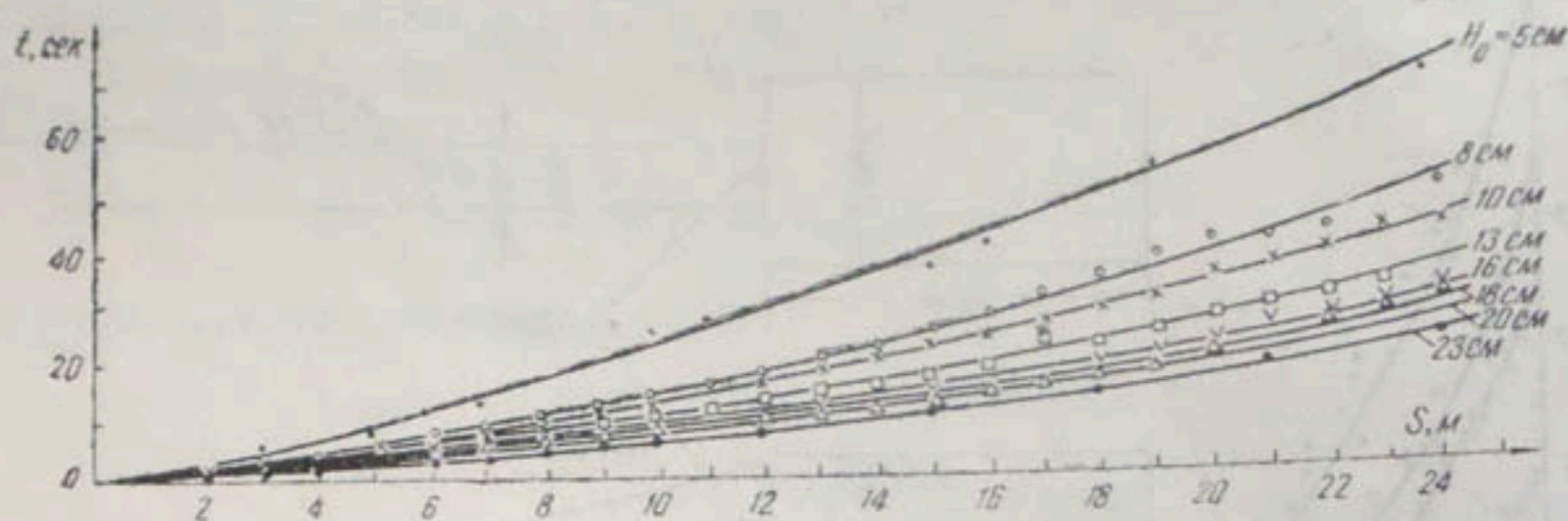


Рис. 4. График движения $S = f(t)$ при $H_0 = \text{const}$ и $n = 0,017$; I серия опытов, форма отверстия трапецеидальная.

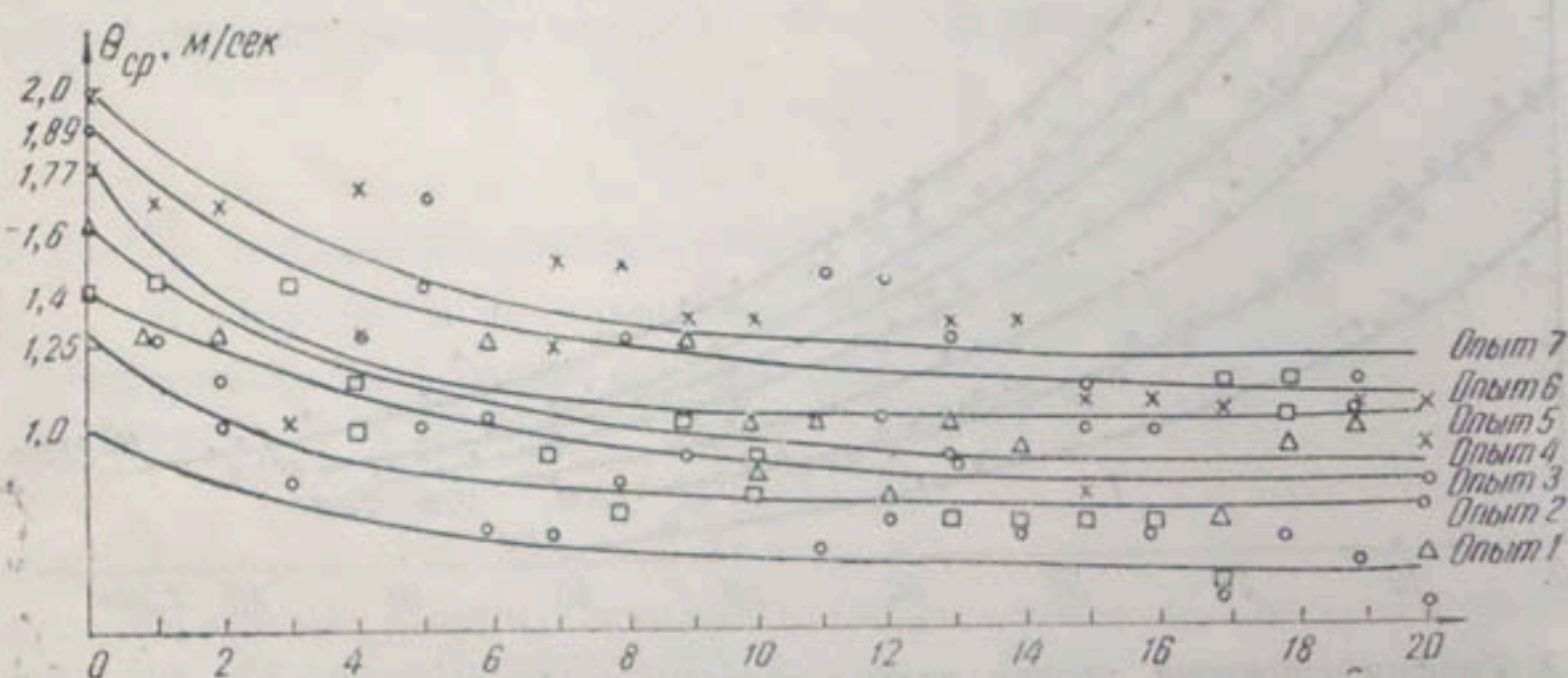


Рис. 5. График затухания $\theta_{\text{ср}} = f(S)$ при $n = 0,008$; серия опытов 0, лоток прямоугольный.

Таким образом, заданные значения скоростей и длины участка (включая длину тела волны) должны удовлетворять равенству объемов обратной и положительной волны в бьефах. После получения примерного равенства производим расчет объемов вылившейся воды из верхнего бьефа и поступившей в нижний в течение нозого интервала времени. Задаваясь скоростью, в конце участка определяем среднюю скорость волны между створами, а также время, в течение которого происходит наполнение. Получив равенство объемов, задаемся следующим участком и повторяем аналогичный расчет.

В заключение отметим, что в начальном створе изменение горизонта воды и перемещение по длине фронта волны происходит одновременно, так же как и при непрерывном движении, только гораздо быстрее в зависимости от напора в момент разрушения плотины. При непрерывном движении по мере повышения уровня воды в начальном створе соответственно увеличивается скорость, а при прерывном,

Данные сравнения объемов верхнего и нижнего бьефов при прорыве плотины

$S_{с.м}$	$t_{с.м}$	$\theta_{ср}$	θ_2	$\Delta\theta$	$I_{пр}$	$S_{пр}$	$Z_{пр}$	$\omega_{пр}$	$\omega_{тело}$	$S_{тело}$	$W_{тело}$	$W_{пр}$	$W_{н.б., с.м^3}$	$Z_{н}$	$S_{н}$	$-Z_{н}$	$Z_{н, бок}$	$-Z_{н, бок}$	$Z_{ср}$	$W_{н.б., с.м^3}$
Опыт 3, серия I, $H = 10$ см $\omega_{плр} = 65$ см ³																				
200	1,8	111	82	58	0,0330	200	6,6	6,6	—	—	—	6600	6600	0,87	126	0	0,53	0	0,35	4420
400	4	100	60	80	0,020	343	6,9	6,9	6,95	57	3960	11850	15810	1,31	280	0,375	1,08	0,358	0,77	15570
600	6,5	92,5	44,6	95,4	0,015	442	6,6	6,4	6,7	158	10600	14100	24700	1,67	455	0,94	1,49	0,84	1,23	24700
800	9,5	82	24	116	0,0125	575	6,45	6,1	6,55	285	18300	15700	34200	2,02	665	1,41	1,87	1,31	1,65	33050
1000	12,5	80	20	120	0,0975	647	6,35	6,0	6,5	353	22900	19350	42250	2,31	875	1,78	2,18	1,78	1,95	39750
1200	16,3	73,5	7	133	0,0083	747	6,3	6,0	6,5	453	29500	22410	51910	2,64	1140	2,17	2,52	2,08	2,35	47050
Опыт 2, серия III, $H = 8$ см $\omega_{плр} = 60$ см ³																				
200	1,9	105,4	85,8	39,2	0,0210	200	4,2	35	—	—	—	3500	3500	0,82	119	0	0,478	0	0,327	3920
400	4,4	90,8	56,6	68,4	0,0159	385	6,3	58	58	15	8380	11150	15030	1,25	276	0,345	1,025	0,283	0,705	14505
600	7,2	83,4	41,8	83,2	0,0118	505	7,06	56	57,5	95	5470	13600	19110	1,60	452	0,893	1,425	0,795	1,17	23550
800	10	80	35	90	0,0092	635	7,34	59	57	165	9420	17100	26520	1,88	627	1,28	1,73	0,742	1,41	28440
1000	13,3	74,8	24,6	100,4	0,0076	750	7,6	58	53	250	13250	20900	34150	2,28	837	1,65	2,05	1,559	1,86	37230
1200	16,8	71,4	17,8	107,2	0,0065	885	7,78	57	52	315	16400	24700	41100	2,44	1054	1,97	2,57	2,09	2,29	45000
1400	21	66,8	8,6	116,4	0,0057	1000	7,98	56	51	400	20400	27000	47400	2,73	1315	2,31	2,63	2,23	2,47	49500
1600	24,6	65,1	5,2	119,8	0,0050	1130	7,93	56	50	470	23500	31000	54500	2,97	1539	2,58	2,87	2,49	2,7	54500
Опыт 5, серия III, $H_0 = 16$ см, $\omega_{плр} = 114,5$ см ³																				
200	1,25	160	142	36	0,0294	200	5,8	53	—	—	—	5300	5300	1,67	108,5	0	0,902	0	0,64	0970
400	2,72	147	116	62	0,0236	400	9,44	114	—	—	—	22800	22800	2,47	237	0,385	1,34	0	0,87	11420
600	4,45	134	90	88	0,0205	437	9,45	114,5	104,2	143	14900	26100	41000	3,17	387	1,53	2,76	1,34	2,19	43900
800	6,4	125	72	106	0,0169	600	9,2	108	101	200	20200	32400	52600	3,79	554	2,43	3,45	2,21	2,96	59400
1000	8,47	118	56	122	0,0147	618	9,0	106	100	382	40400	32800	73200	4,36	737	3,16	4,07	2,97	3,63	72700
1200	10,8	111	44	134	0,0126	705	9,0	106	100	495	49500	37300	86800	4,93	942	3,89	4,67	3,67	4,25	85800
1400	13,3	105	32	146	0,0118	700	8,9	104,5	99,3	700	73150	36575	109725	5,48	1158	4,53	5,21	4,32	4,87	97600
1600	15,8	101	24	154	0,0099	900	8,85	102,1	98	700	68700	45800	114500	5,97	1375	5,09	5,74	4,90	5,4	108400
1800	18,4	97,9	17,8	160	0,0088	990	8,8	102	98	810	79400	50010	129410	6,43	1600	5,62	6,24	5,46	5,9	118700

наоборот, как по сечению, так и по длине русла поток успокаивается и первоначальная скорость, связанная с напором, стремится к некоторому минимальному пределу, определяемому в створе плотины формулой Шези. Величина предела по длине русла уменьшается, хотя он и сохраняется некоторое время. Дальнейший процесс движения протекает за счет общего снижения горизонта в границах рассматриваемого участка.

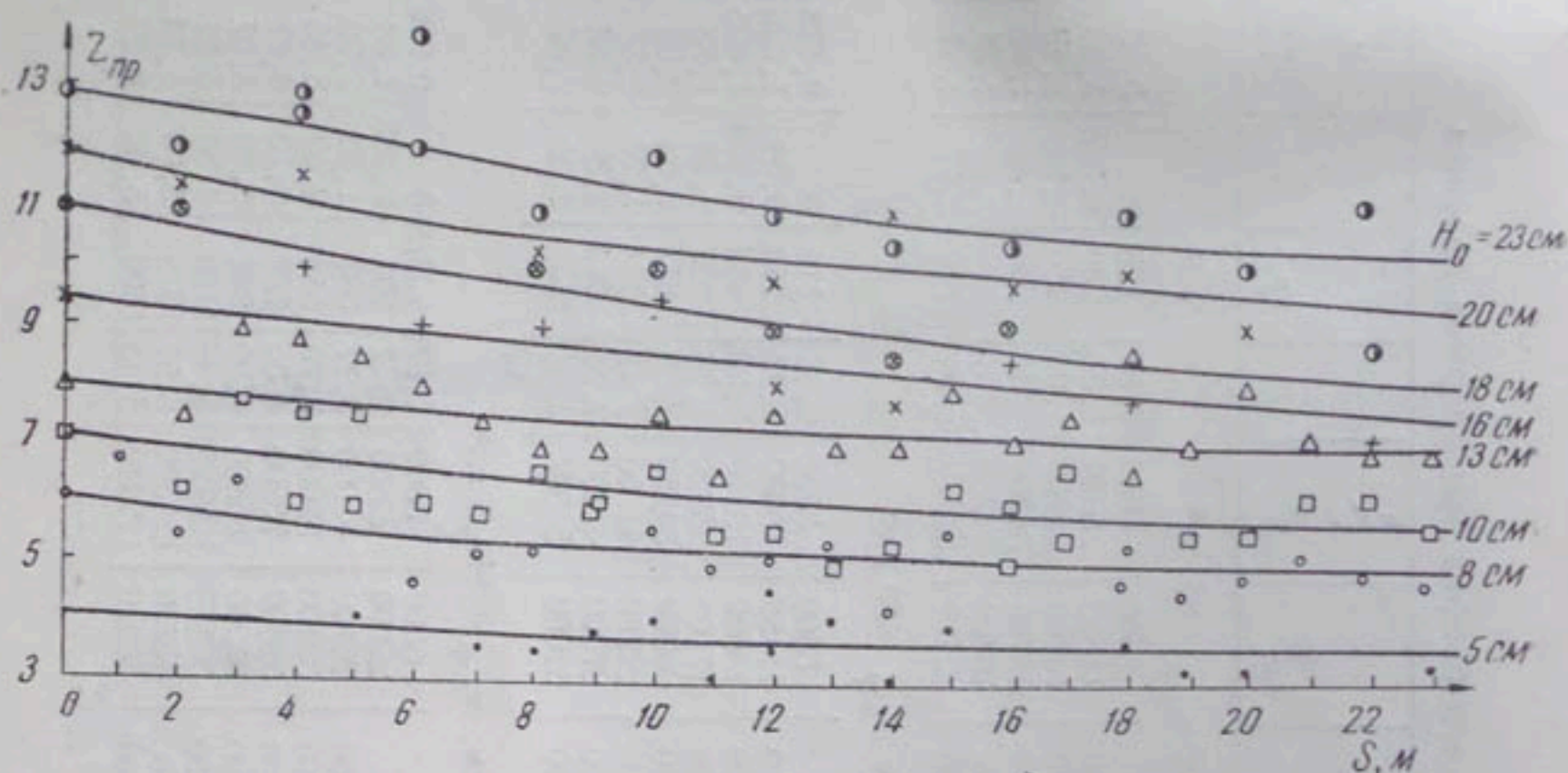


Рис. 6. График изменения по длине предельной высоты $Z_{пр}$ волны при различных напорах $H_0 = \text{const}$, $n = 0,012$; III серия опытов, форма отверстия — трапецидальная.

Рекомендуемая методика расчета проверена нами на 40 экспериментах, которые проводили в лотках длиной 27 м (25 м ниже плотины и 2 м выше плотины) при различных значениях напора, шероховатости дна, величины и формы отверстия. В опытах фиксировали падение горизонта во времени в верхнем бьефе, окончательную высоту волны по длине, время пробега (включая момент открытия щита) фронтом волны намеченного расстояния. По данным высоты, средней скорости волны, длины участка сделан подсчет объемов опорожнения и наполнения в течение определенного интервала времени. Результаты некоторых опытов и расчетов сведены в таблице 1 и представлены на рис. 3, 4, 5, 6.

В экспериментах не зафиксировано изменение глубины (высоты волны) и скорости во времени в отдельных створах после прохождения фронта волны, что могло быть выполнено только с помощью специальной измерительной аппаратуры.

Сложность формирования и движения прерывной волны, образующейся при разрушении плотины, обусловила такую приближенную, но простую по сравнению с существующими методику расчета.

ЛИТЕРАТУРА

1. Абдураупов Р. Р. К вопросу расчета прорывной волны по сухому руслу. Вопросы гидротехники, вып. 6, Ташкент, АН УзССР, 1962.
2. Чертоусов М. Д. Гидравлика (специальный курс). М.—Л., Госэнергоиздат, 1957.
3. Великанов М. А. Динамика русловых потоков, Л., Гидрометеониздат, Л., 1949.
4. Бернадский Н. М. Речная гидравлика, ее теория и методология, М.—Л., Госэнергоиздат, т. 1, 1933.
5. Абдураупов Р. Р. Определение уровня при неустановившемся движении воды. „Изв. АН УзССР“, серия техн. наук, 1963, № 1.

А. М. МУХАМЕДОВ, А. В. БОЧАРИН, Я. С. МУХАМЕДОВ

К ВОПРОСУ ОСАЖДЕНИЯ НАНОСОВ В ДОННОМ ПОТОКЕ

В водохранилищах, расположенных на реках, несущих мелкие наносы ($d < 0,01 \div 0,02$), при определенных насыщениях воды наносами ($\mu > 5,0 \text{ кг/м}^3$) русловой поток, вступая в зону подпора, не смешивается с водой водохранилища, а опускается в нижние слои, образуя тяжелый донный поток, движущийся по направлению к плотине. Устойчивое продвижение его зависит от наполнения и рельефа водохранилища, скорости протекания и насыщения взвесью. Условия образования и движения донного потока оказывают определяющее влияние как на общий ход и характер заиления водохранилища, так и на транзит твердого стока в нижний бьеф гидроузла. С этой точки зрения транспорт наносов донным потоком имеет большое практическое значение.

Теоретические и экспериментальные исследования донного потока начаты сравнительно недавно, и целый ряд вопросов движения донного потока, к которым относится и рассматриваемый, еще не изучен. К этой области относятся известные работы И. И. Леви и Н. П. Кулеша, проведенные в Ленинградском политехническом институте [1—3].

Опыты зарубежных исследователей проводились в прямоугольном лотке длиной 15 м и шириной 50 см. Ниже приведен гранулометрический состав наносов донного потока, наблюдавшийся в опытах:

$d, \text{ мм}$	$> 0,1$	0,1	0,07	0,05	0,035	0,025
$p, \%$	100	89	62	22	9	5

Содержание взвеси и ее фракционный состав измеряли в голове и в конце лотка. Было отмечено, что по длине лотка средний диаметр наносов изменялся от $d_{\text{ср}} = 0,06 \text{ мм}$ до $d_{\text{ср}} = 0,002 \div 0,003 \text{ мм}$, максимальный диаметр — от $d_{\text{max}} > 0,1 \text{ мм}$ до $d_{\text{max}} = 0,01 \div 0,015 \text{ мм}$. При этом указанные значения крупности наносов практически мало изменялись с изменением скорости и насыщения донного потока.

Отдельные измерения гранулометрического состава наносов донного потока, проведенные на одном из зарубежных водохранилищ, показывают, что начиная от створа погружения, на длине 14—16 км, максимальный диаметр наносов изменяется от $d_{\text{max}} = 0,05 \div 0,06 \text{ мм}$ до $d_{\text{max}} = 0,01 \div 0,008 \text{ мм}$, а средний диаметр — от $d_{\text{ср}} = 0,01 \div 0,015 \text{ мм}$ до $d_{\text{ср}} = 0,002 \div 0,003 \text{ мм}$.

Обобщая данные опытов в лотке и натурных наблюдений с целью определения мутности донного потока, доходящего до створа плоти-

ны, зарубежные исследователи рекомендуют установить закономерность изменения мутности и диаметра частиц наносов донного потока по продольному направлению. Для этого сначала определяют зависимость между скоростью донного потока и максимальным диаметром



Рис. 1. Схема расчета заиления водохранилища при образовании донного потока (по И. И. Леви).

частиц наносов, которые донный поток с данной скоростью в состоянии нести, и затем переходят к установлению связи между скоростью и изменением мутности.

Обозначая максимальный диаметр частиц наносов через d_{90} , устанавливали зависимость $v = f(d_{90})$.

И. И. Леви, основываясь на данных натурных наблюдений на зарубежных водохранилищах и

анализируя их профили заиления, где наблюдалось образование донного потока, предложил оценивать транспортирующую способность этого потока для трех характерных зон водохранилища (рис. 1).

I зона — зона конуса выноса, где происходит оседание частиц наносов $d < 0,04 \div 0,05$ мм. Критическая скорость указанной зоны определяется по формуле

$$v_{кр} = 2,0 \sqrt[3]{ghw_0} \sqrt[4]{\mu}, \quad (1)$$

а уклон свободной поверхности —

$$I_{кон} \approx 5,6 n^2 (gw_0)^{1/6} \cdot \mu^{1/4} \sqrt{\frac{B}{Q}}, \quad (2)$$

где h — средняя глубина донного потока;

w_0 — средневзвешенное значение гидравлической крупности частиц;

μ — насыщение донного потока, кг/м³;

B — средняя ширина русла по глубине донного потока;

Q — расход донного потока.

Позднее были уточнены вышеприведенные расчетные формулы для руслового потока. Уклон поверхности отложений конуса выноса определяется из формулы Шези, причем величину средней скорости рекомендуется определить по формуле

$$v_{кр} = 1,71 \sqrt[3]{gRw_0(\mu - \mu_0)}. \quad (1')$$

В соответствии с этим —

$$I_{кон} = \frac{v_{кр}^2}{C^2 R} = (1,71n)^2 \left[\frac{gw_0(\mu - \mu_0)}{R} \right]^{2/3}. \quad (2')$$

II зона — промежуточная, где оседают частицы $d = 0,05 \div 0,01$ мм. Уклон поверхности отложений для нее определится по выражению

$$I = \frac{w_0}{v_{ср}}, \quad (3)$$

где w_0 — гидравлическая крупность частиц, диаметр которых $d = 0,015$ мм.

III — зона — низовая, где будет наблюдаться консолидация мутной воды, содержащей наносы $d < 0,02 \div 0,01$ мм. Уклон этой зоны принимается горизонтальный.

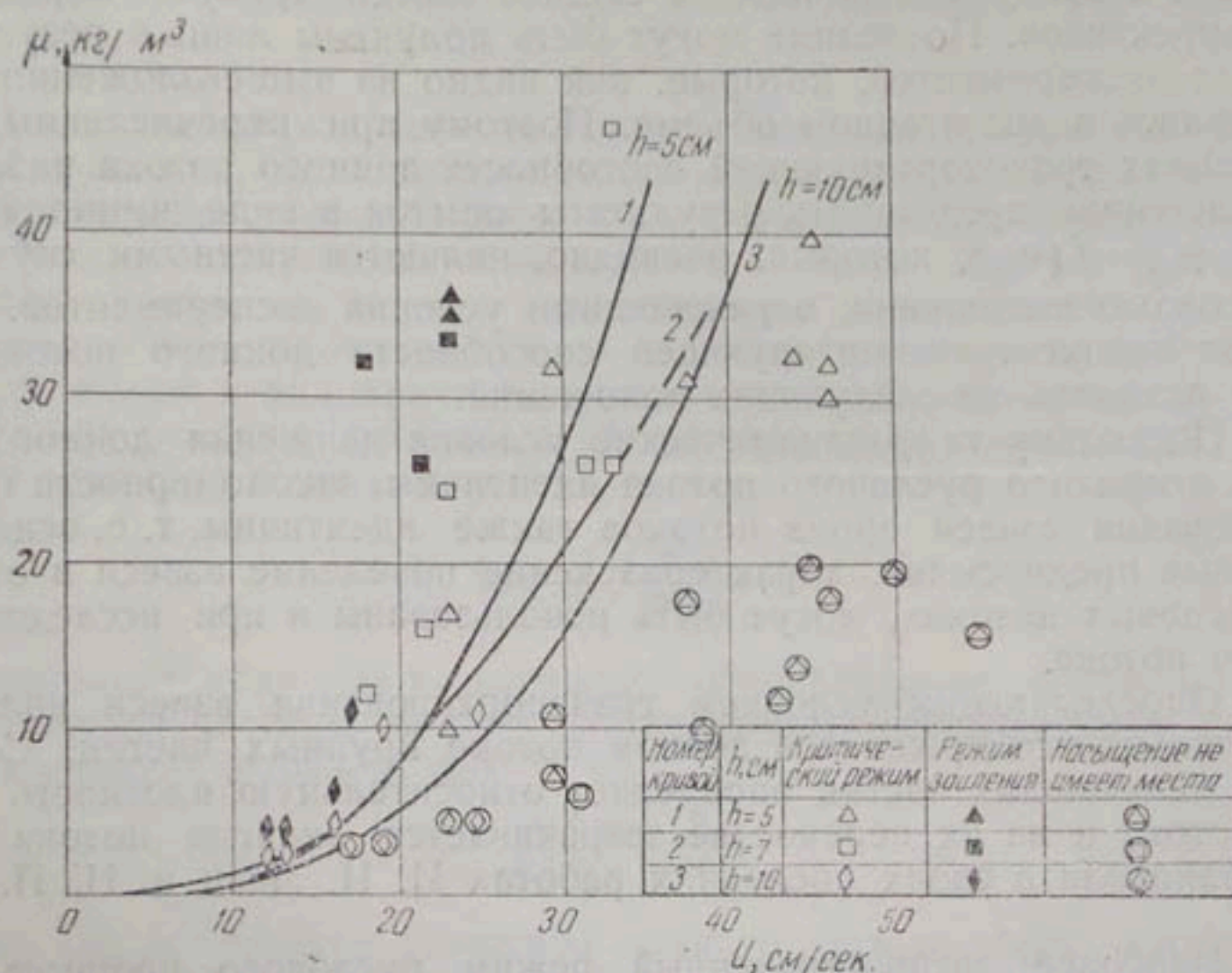


Рис. 2. График зависимости насыщения донного потока от его средней скорости по опытам И. И. Леви и Н. П. Кулеша.

Опыты И. И. Леви и Н. П. Кулеша по оценке транспортирующей способности донного потока проводились в лотке шириной 50 см, длиной 7,0 м и уклоном дна $I = 0,01$. В качестве наносов использовался предварительно отмытый от крупных фракций лессовидный суглинок со следующим относительно постоянным гранулометрическим составом:

$d, \text{мм}$	$>0,06$	0,06	0,04	0,02	0,015	0,01	$<0,005$
$p, \%$	100	97,5	91	65	46	20	5

Диапазон расхода донного потока — $Q = 4 \div 12,0$ л/сек, глубины потока — 5; 7; 10 см; средние скорости — $12 \div 60$ см/сек; насыщение — до 50 кг/м^3 . Результаты опытов, выраженные в виде графика связи насыщения донного потока μ с его средней скоростью U , приведены на рис. 2.

Основываясь на данных экспериментов, И. И. Леви и Н. П. Кулеш считают, что для лабораторных условий при составе наносов $d < 0,015$ мм критическому насыщению донного потока отвечает формула

$$\mu_{\text{кр}} = C \frac{v_{\text{ср}}^3}{gRw_0} + \mu_0, \quad (4)$$

где R — гидравлический радиус донного потока.

Как видно из анализа изложенного, транспортирующая способность донного потока оценивается с двух точек зрения. С одной стороны, наблюдается попытка представить ее в формулах, аналогичных формулам руслового потока. По нашему мнению, это наиболее оправданно

и перспективно, поскольку в обоих случаях характер механизма транспортирования взвеси идентичен. Однако резкое различие гидравлических элементов обоих потоков (скорости, глубины), режимов движения и гранулометрического состава взвеси требует определенных коррективов. Последние могут быть получены лишь в результате широких экспериментов, которые, как видно из вышеизложенного, не проводились в достаточном объеме. Поэтому при перечисленных исследованиях транспортирующей способности донного потока наблюдалась тенденция представить результаты опытов в виде эмпирических связей $\mu_{кр} = f(v_{ср})$, которые, очевидно, являются частными случаями критического насыщения, отражающими условия экспериментов.

При оценке транспортирующей способности донного потока мы можем исходить из следующих положений.

1. Поскольку гидродинамические условия движения донного потока и открытого руслового потока идентичны, закономерности транспортирования взвеси обоих потоков также идентичны, т. е. основные расчетные предпосылки, характеризующие поведение взвеси в открытых русловых потоках, могут быть использованы и при исследовании донного потока.

2. Определяющим условием транспортирования взвеси является относительное содержание в донном потоке крупных частиц. Содержание мельчайших частиц определяет относительную плотность донного потока и на их перенос не затрачивается энергия потока (как это установили в своих последних работах И. И. Леви и Н. П. Кулеш).

3. Наиболее распространенный режим руслового процесса при движении донного потока — режим заиления, который наблюдается повсеместно. Следовательно, с практической точки зрения он является определяющим при оценке транспорта взвеси.

Как известно, уравнение движения частицы, находящейся в потоке жидкости, выражается в виде

$$\omega = \beta_0 \frac{vh}{L}, \quad (5)$$

где v и h — средние скорости и глубина донного потока на длине пробега частицы;

ω — гидравлическая крупность частицы;

β_0 — коэффициент, учитывающий влияние турбулентных возмущений.

Выражение (5) благодаря своей простоте и реальной физической основе процесса широко используется в практике расчета заиления подпертых бьефов (в работах Д. Я. Соколова, В. Н. Гончарова, М. А. Великанова, Е. А. Замарина, А. Г. Хачатряна и др.). Затруднение в его использовании вызывает численное определение величины β_0 , которая является неопределенным элементом. Здесь наблюдается различный подход к ее определению. В отдельных работах (напр. М. А. Великанов, А. П. Зегжда и др.) β_0 выражают через величину вертикальной пульсационной составляющей скорости. Ряд исследователей (напр. Д. Я. Соколов, А. Г. Хачатрян и др.) считают, что при режиме заиления ее можно выразить как численную функцию средней скорости потока.

Анализ условий движения донного потока показывает, что интенсивное оседание сравнительно мелких частиц наносов сглаживает бытовые выступы шероховатости, приводя их к размерам, отвечающим

размерам выпадающих частиц. Это обстоятельство было отмечено в опытах зарубежных ученых. Исследования проводились в металлическом лотке длиной 40 м и шириной 50 мм. Шероховатость дна изменялась от шероховатости стали до относительной шероховатости $\frac{\Delta}{n} = 0,1$.

Результаты опытов, нанесенные на известный график Никурадзе—Зегжда, показали, что опытные точки независимо от заданной шероховатости отвечают линейной связи $\lambda = f(Re)$. Следовательно, масштаб турбулентных возмущений определяется главным образом состоянием бурности потока, тогда как относительная шероховатость является параметрической величиной. Таким образом, для условий протекания донного потока в водохранилищах влияние турбулентных возмущений на скорость оседания частицы в потоке можно учитывать как функцию от критерия бурности потока, т. е.

$$\beta_0 = f_1 \left(\frac{v^2}{gh} \right). \quad (6)$$

Поскольку величина β_0 выражает относительное изменение скорости падения частицы за счет пульсационных составляющих скоростей, ее следует выразить как

$$\beta_0 = f_2 \left(Fr; \frac{v}{w} \right). \quad (7)$$

Так как в процессе движения донного потока фракционный состав взвеси непрерывно изменяется по длине, величину β_0 следует определять, исходя из средней гидравлической крупности частиц, которые практически могут осесть, или иначе

$$\beta_0 = f_3 \left(Fr; \frac{v_{cp}}{w_{cp}} \right). \quad (8)$$

Как указывалось выше, минимальный размер частиц, способных выпасть из потока, по И. И. Леви, находится в пределах $d = 0,015 \div 0,01$ мм. При практических расчетах следует придерживаться этих данных.

Для известного начального насыщения донного потока μ_0 и гранулометрического состава взвеси w_0 выпадение частиц определенного диаметра w приведет к определенному изменению насыщения до величины μ_i , т. е. здесь имеет место соотношение

$$\frac{w}{w_0} = k \frac{\mu_i}{\mu_0}, \quad (9)$$

где k — коэффициент пропорциональности.

Решая уравнение (9) с (5), получаем

$$\mu_i = \frac{\beta_0 v h \mu_0}{k w L}. \quad (10)$$

В общем случае величина k переменная, а при заданных значениях v , h , w_0 , L , μ_0 она — величина постоянная. Тогда можно выразить

$$\beta = \frac{\beta_0}{k} = f_4 \left(Fr; \frac{v}{w} \right). \quad (11)$$

Поскольку определенную роль в оценке пульсационных характеристик донного потока играет относительная плотность потока, то с учетом ее влияния окончательно имеем

$$\beta = f\left(\text{Fr}' ; \frac{v}{w}\right), \quad (12)$$

$$\text{Fr}' = \frac{v^2}{g'h}, \quad (13)$$

$$g' = g \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma_1}, \quad (13')$$

где γ_1 и γ — соответственно объемный вес плотного потока и воды.

Для экспериментального подтверждения предложенного метода расчета транспортирующей способности донного потока мы выполнили

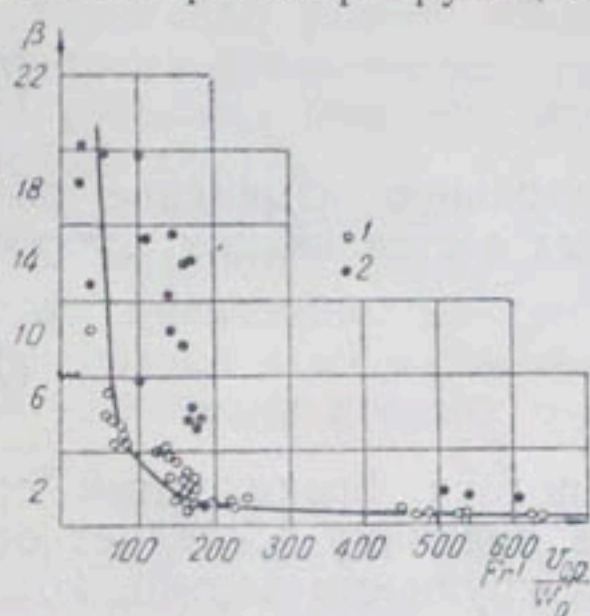


Рис. 3. График связи

$$\beta = \frac{1}{0,005 \text{Fr}' \cdot \frac{v_{\text{cp}}}{w_0} - 0,2}$$

по данным опытов авторов:

опыты на участке: 1 — на прямом;
2 — на расширяющемся.

опыты в лабораторном лотке общей длиной 15 м и высотой 50 см, состоявшем из двух участков. Начальный участок шириной 25 см и длиной 5 м предназначался для изучения плоской задачи транспорта взвеси. Вторым участком, расширяющимся до 1 м, длиной 10 м служил для изучения транспорта взвеси при наиболее часто встречающемся случае движения донного потока — движении в водохранилище, когда погонный расход его постепенно уменьшается по мере приближения к плотине. Общий уклон дна лотка составлял $I = 0,01$; в стенках лотка по обеим сторонам был устроен ряд прозрачных вставок для визуального наблюдения за движением донного потока. В качестве наносов использовался лессовидный суглинок со следующим гранулометрическим составом:

d , мм	0,005	0,02	0,012	0,2	0,3
p , %	2	35	79	97	100

Смесь грунта с водой специальным устройством подавалась непосредственно в придонные слои наполненного чистой водой лотка. Опыты проводились при расходах $Q = 1,0; 2,0; 3,0$ л/сек и насыщениях $\mu = 4 \div 20$ г/л.

Общее количество опытов 83, из них по данным 20 опытов производилось лабораторное определение гидравлической крупности частиц. Результаты, представленные в виде графика связи $\beta = f\left(\frac{v^3}{g'hw}\right)$ (рис. 3), показывают, что последняя достаточно хорошо аппроксимируется уравнением

$$\beta = \frac{1}{0,005 \text{Fr}' \cdot \frac{v_{\text{cp}}}{w_0} - 0,2}. \quad (14)$$

Из графической связи $\beta = f\left(\text{Fr}' \cdot \frac{v_{\text{cp}}}{w_0}\right)$ видно, что с увеличением параметра кинетичности, т. е. числа Фруда, величина β уменьшается

и, следовательно, снижается мутность потока μ , а казалось бы наоборот — с увеличением F_r мутность должна была возрастать. Этот парадокс можно объяснить следующим образом. Большому значению числа Фруда соответствует увеличение скорости донного потока и уменьшение глубины его, а уменьшение глубины донного потока может произойти в результате или повышения его плотности и стабилизированного устойчивого течения с возрастанием горизонтальной составляющей гравитационной силы g_i , или действительного уменьшения величины насыщения μ при неизменной плотности донного потока. Это одна сторона явления. С другой стороны, увеличение числа Фруда приводит к росту интенсивности турбулентного обмена и, следовательно, увеличению глубины донного потока с уменьшением мутности за счет рассеивания ее в толще потока. Однако при этом необходимо указать, что при движении плотного потока его устойчивость легко нарушается малейшими возмущениями в силу отражения и вследствие увеличения глубины потока, что приводит к уменьшению относительного насыщения потока.

Последнее обстоятельство (возмущение от отражения), вероятно, является основной причиной обратной зависимости β (или μ) и величины числа Фруда. Во всяком случае, это объяснение больше применимо в пространственных условиях, чем в условиях плоской задачи.

Как показывает анализ результатов опытов, донный поток в наших условиях был насыщен сравнительно крупными частицами. Согласно классификации И. И. Леви, приведенной выше, такой поток наблюдается в I и II зонах рассматриваемого водохранилища, что следует иметь в виду при практическом использовании предложенного метода. Кроме того, крайняя ограниченность опытов габаритами лотка и лабораторными условиями их проведения не позволяет считать результаты исчерпывающими. Поэтому полученные решения мы рассматриваем как приближенные, характеризующие прежде всего общую тенденцию транспортирования взвеси донным потоком. Численные же значения параметров требуют уточнения на основе дальнейших лабораторных и натурных исследований.

ЛИТЕРАТУРА

1. Леви И. И. Теория донных течений в водохранилищах, „Известия ВНИИГ“, 1959, т. 62.
2. Леви И. И. Зайление водохранилищ, сооружаемых на реках, переносящих мелкую взвесь, „Известия ВНИИГ“, т. 65, 1960.
3. Леви И. И., Кулеш Н. П. Транспортирующая способность потока, насыщенного мелкой взвесью, „Известия ВНИИГ“, т. 66, 1960.

В. Е. ТУЗОВ

О БЛУЖДАНИИ РУСЛА Р. АМУ-ДАРЬИ В РАЙОНЕ ГОЛОВНОГО УЧАСТКА КАНАЛА ТАШСАКА¹

Аму-Дарья — единственный водный источник орошения земель Хорезмского оазиса. На территории Хорезма она питает многочисленные ирригационные каналы, из которых самыми верхними по течению являются каналы Питнякарна, Ташсака и Пахтаарна.

Современная пойма Аму-Дарьи ниже теснины Тюямуюн на участке в 30 км имеет различные размеры в плане. От теснины до водозабора в канал Ташсака ширина поймы реки — 2000 м. Ниже этого водозабора пойма расширяется и у водозабора в канал Пахтаарна достигает 6000 м (затем снова происходит некоторое ее сужение). На этом участке она имеет форму конуса выноса. Водный поток здесь попеременно протекает то у правого берега поймы, то у левого. Блуждание потока сопровождается интенсивным размывом берегов — дейгишем. В результате дейгиша головной участок канала Ташсака на длине 10 км с 1958 г. постоянно находится под угрозой смыва. Для предотвращения его ежегодно затрачиваются денежные и материальные средства как на берегозащитные работы, так и на устройство обводных русел.

Возникает вопрос, может ли прекратиться явление дейгиша в районе головного участка канала Ташсака в естественных условиях, и если прекратится, то когда? Имеющиеся материалы наблюдений, по нашему мнению, позволяют дать ответ на этот вопрос.

На реке в районе Ташсака имеются два водозабора — в левобережный канал Ташсака с расходом до 250 м³/сек и в правобережный канал Пахтаарна с расходом до 60 м³/сек. Головное сооружение первого канала построено непосредственно на берегу реки, а сооружение второго удалено от берега на 900 м. Для борьбы с донными наносами перед сооружением канала Ташсака установлена система струенаправляющих щитов Потапова. Такая же система имеется и в голове канала Пахтаарна, но с 1958 г. она не работает из-за отсутствия достаточного расхода воды в протоке, питающем канал.

В 1962 г. забор воды на орошение каналом Ташсака составлял 2911,8 млн. м³, а каналом Пахтаарна — 797,9 млн. м³, т. е. 8,3% от годового стока Аму-Дарьи на этом участке (44,64 км³). Как видно из табл. 1, процент водозабора каналами Ташсака и Пахтаарна за последние 9 лет в среднем составляет 6,4% от среднего стока реки и колеблется от 4,9% в многоводный год до 8,3% — в маловодный.

¹ Работа выполнена под руководством канд. техн. наук А. М. Мухамедова.

Основную массу воды (80 %) забирает канал Ташсака и только 20 % канал Пахтаарна. В паводковый период пойма реки до головы канала Ташсака почти заполняется водой, а ниже водный поток делится островом, существующим уже много лет, на два русла, одно из которых располагается вдоль правого берега, а другое — вдоль левого. Основное русло реки в настоящее время находится у левого берега (по данным аэрофотосъемки 1948 г., оно располагалось у правого берега поймы). Следовательно, водный поток ниже Ташсака, блуждая по всей шестикилометровой пойме, вызывает ее расширение.

Таблица 1

Годовой сток воды и взвешенные наносы Аму-Дарьи по гидрологическому створу Тюямуюн; сток воды и процент водозабора в каналы Ташсака и Пахтаарна с 1954 по 1962 г.

Год	Сток		Среднего- довая мут- ность, кг/м³	Водозабор в каналы, 10⁹ м³			Водозабор двух кана- лов, %	Водозабор каналом Ташсака, %	Примеча- ние
	воды, 10⁹ м³	взвешенных на- носов, 10⁹ м³		Ташса- ка	Пахта- арна	сум- марный			
1962	44,64	131,40	2,94	2,912	0,798	3,71	8,3	6,5	Маловод- ный год
1961	48,16	150,51	3,22	3,115	0,819	3,93	8,2	6,3	Много- водный год
1960	59,13*	282,00*	4,77	3,114	0,801	3,92	6,6	5,1	
1959	66,23	346,90	5,24	2,769	0,744	3,51	5,3	4,2	
1958	74,42	541,55	7,29	2,918	0,742	3,66	4,9	3,9	
1957	44,67	153,23	3,44	2,865	0,734	3,60	8,1	6,4	Средний год
1956	65,55	378,07	5,76	2,980	0,717	3,70	5,7	4,5	
1955	59,72	292,90	4,90	2,959	0,757	3,72	6,2	5,0	
1954	73,16	381,59	5,21	2,744	0,655	3,40	4,7	3,8	
Сред- нее	59,52	295,35	4,96	—	—	—	6,4	5,1	

* Взято по графику связи.

Как видно из рис. 1, в створе на 2 км ниже водозабора Ташсака ширина поймы за 28 лет увеличилась с 2,7 км до 4,6 км, или в 1,7 раза. Такое увеличение поймы не случайно, а вызвано явлениями, которые влияют на блуждание потока. Как известно, р. Аму-Дарья перемещает большое количество взвешенных и донных наносов (мелкие фракции перемещаются во взвешенном состоянии, а более крупные — в придонном слое потока), количество которых зависит от расхода воды в реке. Наличие водозабора ведет к уменьшению этого расхода. Водозаборные сооружения, кроме обеспечения водозабора расходами, ведут к уменьшению поступления донных наносов в каналы и направляют их вниз по течению реки, отчего сток донных наносов ниже водозаборов остается практически неизменным, тогда как жидкий сток (за счет водозабора) существенно уменьшается. Поэтому транспортирующая способность потока в реке ниже водозабора становится недостаточной и излишки наносов начинают откладываться в русле. Следовательно, ниже каждого водозабора в русле реки происходит выпадение примерно такого же количества влекомых наносов, которое соответствует забираемому в канал расходу воды.

Когда процент водозабора составляет незначительную величину по отношению к расходу воды в реке, выпавшие наносы в паводок смываются и распыляются по пойме на большой длине, почти не оказывая существенного влияния на протекание потока. Если же процент водозабора в канал достигает 5—10 и более, то объем выпавших наносов становится таким, что водный поток не в состоянии в течение одного паводка смыть все наносы, отложившиеся в русле, в результате чего ниже водозабора происходит дальнейшая аккумуляция наносов, зане-

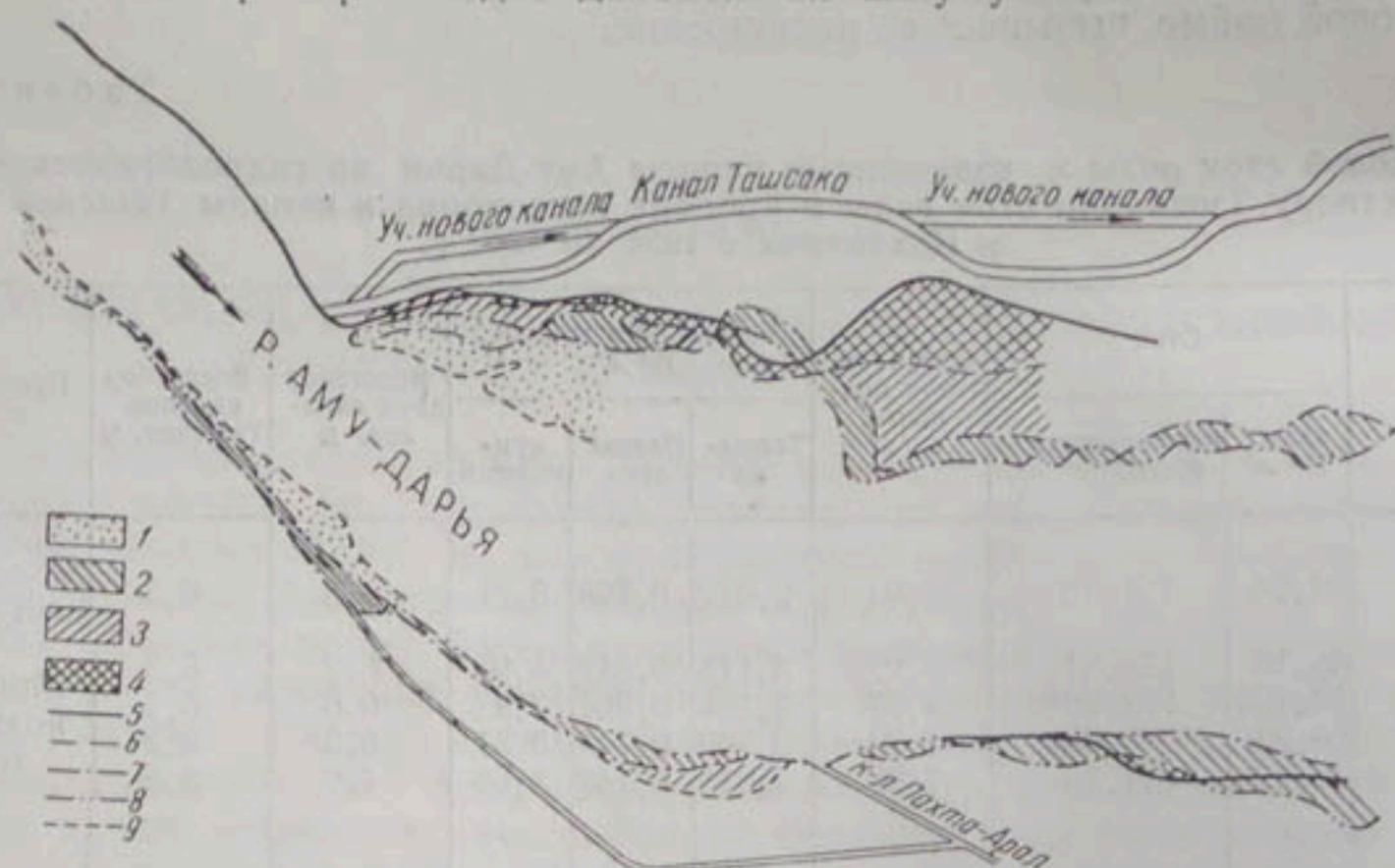


Рис. 1. План участка поймы р. Аму-Дарьи в районе канала Ташсака.

Размыв поймы: 1—за 1933—1948 гг.; 2—за 1948—1955 гг.; 3—за 1955—1958 гг.; 4—за 1958—1961 гг.; берега поймы по съемке: 5—1961 г.; 6—1958 г.; 7—1953 г.; 8—1948 г.; 9—1933 г.

сение русла и повышение отметок дна и горизонта воды на прилегающем к водозабору участке реки. Это явление, причем очень резко выраженное, описал еще С. Т. Алтунин, наблюдавший его на предгорном участке р. Сох, где до переустройства головного питания осуществлялся водозабор местного типа в целый веер (около 100) каналов.

Р. А. Абдураупов на основании работ зарубежных ученых указывает, что при водозаборе нижележащее русло реки не будет занесено только тогда, когда процент изъятия наносов окажется больше процента изъятия жидкого стока. Например, при уменьшении жидкого стока реки на 25% необходимо уменьшение твердого стока на 30—55%, а при уменьшении жидкого стока на 50% твердый сток должен уменьшиться на 60—85%.

Систематическое расширение поймы Аму-Дарьи ниже водозабора Ташсака и Пахтаарна может быть объяснено аккумуляцией наносов, которая вызывает усиление блуждания реки на этом участке. Для подтверждения этого приведем данные полевых наблюдений 1962 г. На рис. 2 показаны графики колебания ежедневных уровней воды на гидропостах Тюямуюн, Ташсака, Октябрьска и Турткуль. Тюямуюнский пост установлен на правом берегу Тюямуюнской теснины шириной 400 м. Ташсакинский пост находится на 18 км ниже — на 100 м выше водозабора Ташсака, где пойма реки имеет ширину до 2000 м. Пост Октябрьска расположен на левом берегу, на 13 км ниже поста Ташсака; пойма реки в этом месте имеет ширину 5000 м. Турткульский пост находится

у г. Турткуль, на 27 км ниже поста Октябрьска. Таким образом, указанные гидропосты охватывают участок реки протяженностью 58 км.

Как видно из рис. 2, графики колебания уровней для всех четырех постов синхронны между собой, но отличаются друг от друга различной величиной подъема и спада уровней как в отдельные пики паводка, так и за весь паводок.

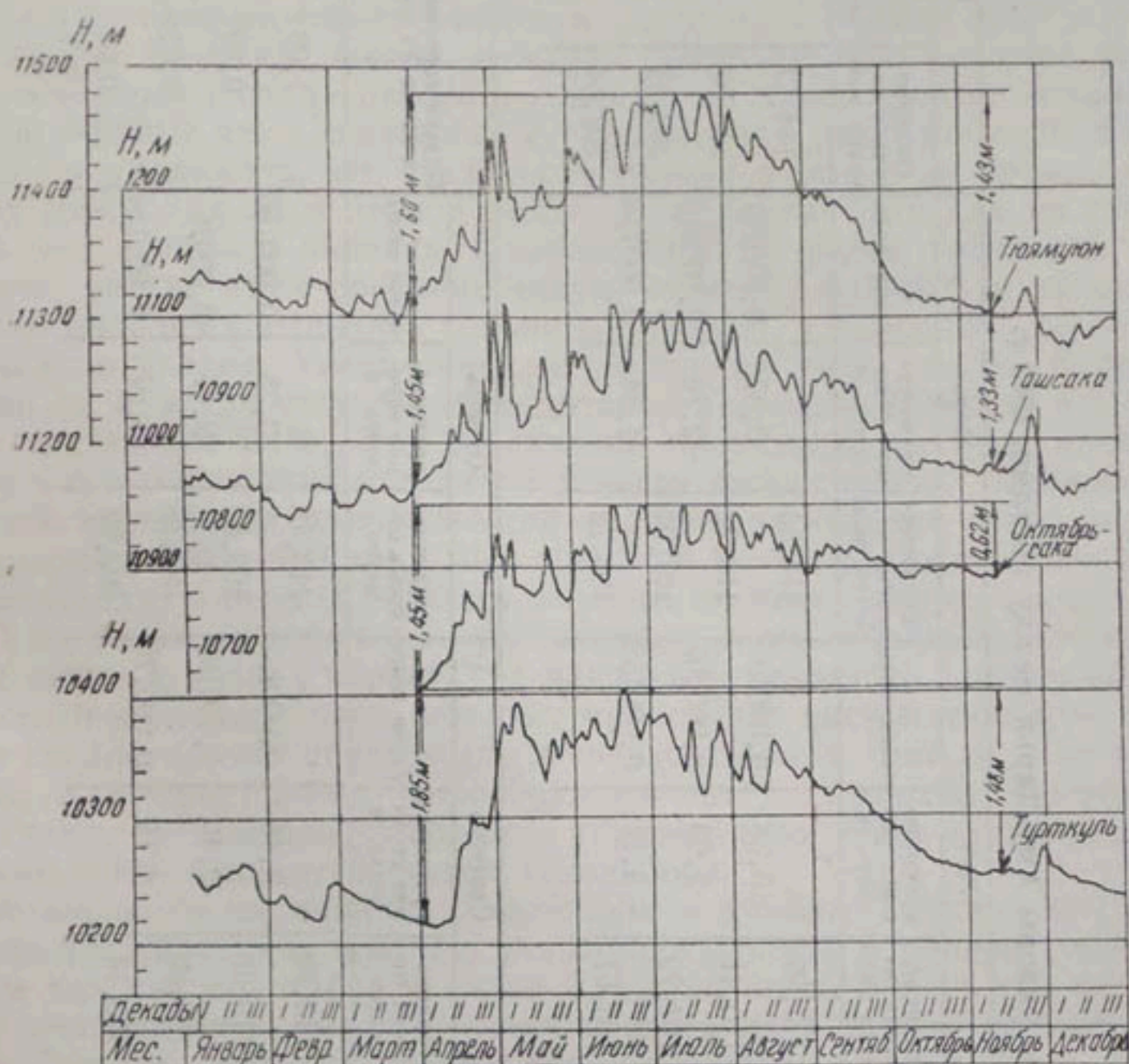


Рис. 2. График ежедневного колебания горизонта воды р. Аму-Дарьи по гидропостам за 1962 г.

Так, например, величина подъема уровней воды при нарастании паводка на посту Октябрьска с 1. IV по 17. VI — 1962 г. составляла 145 см, а величина снижения уровня на спаде паводка к 11. XI — только 62 см (в то время как на других постах за это же время понижение уровня воды на посту Тюямуюн составляло 173 см, на посту Ташсака — 133 и на посту Турткуль — 148). Отсюда можно сделать вывод, что в районе поста Октябрьска за период паводка произошло повышение отметок дна.

В табл. 2 приводятся данные среднемесячных уклонов горизонта воды между постами, откуда видно, что среднемесячные уклоны воды между постами Тюямуюн и Ташсака колебались в пределах от 0,00021 до 0,000185, Ташсака — Октябрьска — от 0,00022 до 0,00016, Октябрьска — Турткуль — от 0,00015 до 0,000185. При этом на первом участке колебание уклонов происходило около средней величины, тогда как на втором наблюдалось общее уменьшение уклонов, а на третьем — общее увеличение. Это подтверждает указанное выше повышение отметок среднего дна на посту Октябрьска в течение паводка 1962 г.

Таблица 2

Среднемесячные уклоны Аму-Дарьи между постами, 1962 г.

Наименование постов	Расстояние между постами, км	Апрель			Май			Июнь			Июль		
		среднемесячные отметки воды	превышение горизонта, м	уклон воды	среднемесячные отметки воды	превышение горизонта, м	уклон воды	среднемесячные отметки воды	превышение горизонта, м	уклон воды	среднемесячные отметки воды	превышение горизонта, м	уклон воды
Тюямуюн	18	113,49	3,51	0,000195	113,99	3,58	0,000199	114,35	3,63	0,000201	114,57	3,70	0,000205
Ташсака		109,98			110,41			110,72			110,87		
Октябрьсака	13	107,24	2,74	0,000208	107,72	2,69	0,000207	107,96	2,76	0,000212	108,05	2,82	0,000217
Турткуль	27	102,60	4,67	0,000171	103,61	4,11	0,000152	103,72	4,24	0,000153	103,54	4,52	0,000166

Наименование постов	Расстояние между постами, км	Август			Сентябрь			Октябрь			Подъем горизонта с IV по VI мес.	Спад горизонта с VII по X мес.
		среднемесячные отметки	превышение горизонта, м	уклон воды	среднемесячные отметки	превышение горизонта, м	уклон воды	среднемесячные отметки	превышение горизонта, м	уклон воды		
Тюямуюн	18	114,30	3,74	0,000208	113,80	3,45	0,000191	113,18	3,35	0,000186	1,08	1,39
Ташсака		110,56			110,35			109,83			0,89	1,04
Октябрьсака	13	107,98	2,58	0,000198	107,89	2,46	0,000189	107,76	2,07	0,00016	0,81	0,29
Турткуль	27	103,38	4,60	0,000170	103,14	4,75	0,000176	102,69	5,07	0,000184	0,94	0,85

Если в 1962 г. произошло повышение средних отметок дна и горизонта воды за счет забора воды в каналы Ташсака и Пахтаарна, то не исключена возможность, что такое повышение происходило и в предыдущие годы, а следовательно, будет происходить и в последующие. Рассматривая колебания уклонов на участке Ташсака — Октябрясака (табл. 2), отметим, что наибольшая величина уклона приходится на июль, когда паводок имеет максимум расхода, а наименьший уклон — на октябрь, т. е. на начало межени. Следовательно, уклоны уменьшаются в период спада паводка, когда происходит процесс отложения наносов в пойме реки, связанный с уменьшением расходов воды в реке. Можно предположить, что увеличение уклона в основном происходит в период межени, а не в период подъема паводка, так как из табл. 2 видно, что к началу паводка (апрель, 1962 г.) уклон горизонта воды на этом участке имел среднемесячную величину 0,000208 и за период подъема паводка увеличился только до 0,000217, т. е. на 16% от общего уменьшения уклона. Увеличение же уклона на этом участке в период межени (т. е. когда отсутствует водозабор в каналы Ташсака и Пахтаарна) составляет 84%. Это увеличение происходит за счет врезания потока в конус наносных отложений с частичным смывом отложившихся ранее наносов на нижележащий участок на ширине русла меженного расхода (300—400 м). Смыв основной массы отложившихся наносов происходит в период подъема паводка, но поскольку он распространяется на большую ширину, то увеличение уклона небольшое. Очевидно, объем смыва в период нарастания паводка значительно меньше объема отложений в период спада, поэтому происходит систематическое повышение среднегодовых отметок дна и горизонта воды (рис. 3). Как видно из рис. 3, среднегодовые горизонты на посту Ташсака постепенно возрастают, хотя величина подъема горизонта по годам незначительна, так как пост находится выше водозабора.

Остановимся на влиянии водозабора в каналы Ташсака и Пахтаарна на формирование поймы и отложение наносов в течение ряда лет, причем так как водозабор в канал Ташсака почти в пять раз больше, то его влияние на русловой процесс представляет наибольший интерес. Канал Ташсака объединяет два старых канала — Палван-Газоват, по трассе которого проходит головной участок Ташсака, и Шават. До 1941 г. в Хорезме существовал многоголовной способ водозабора в каналы. Например, канал Палван, существующий около 700 лет, имел 7—9 голов, которые располагались вдоль левого берега реки на протяжении 40 км. Канал Шават также имел самостоятельные головы (рис. 4). Благодаря такому рассредоточенному водозабору выпадение наносов происходило также рассредоточенно (на длине более 40 км) и отложившиеся наносы равномерно распределялись по пойме, во время паводка, не вызывая заметного подъема дна. После проведенной в 1940 г. реконструкции каналов с ликвидацией многоголовья и объединением каналов Палван и Шават в единую Ташсакинскую систему водозабор в эту систему осуществляется сосредоточенно через головное сооружение, улучшились условия эксплуатации каналов, регулирование расхода воды и особенно борьба с наносами, но зато ухудшились условия водозабора.

После реконструкции аккумуляция выпадающих наносов сосредоточилась на 10—15 км. Донные наносы, выпадая и откладываясь в пойме, повышали отметки дна этого участка реки, образуя конус выноса. С повышением отметок дна и горизонта уменьшался уклон, отчего усиливался процесс блуждания потока и расширения поймы за счет размыва берегов. Таким образом, расширение поймы Аму-Дарьи ниже

водозабора Ташсака в основном происходит за счет сосредоточенного водозабора воды и недопущения донных наносов в каналы Ташсака и

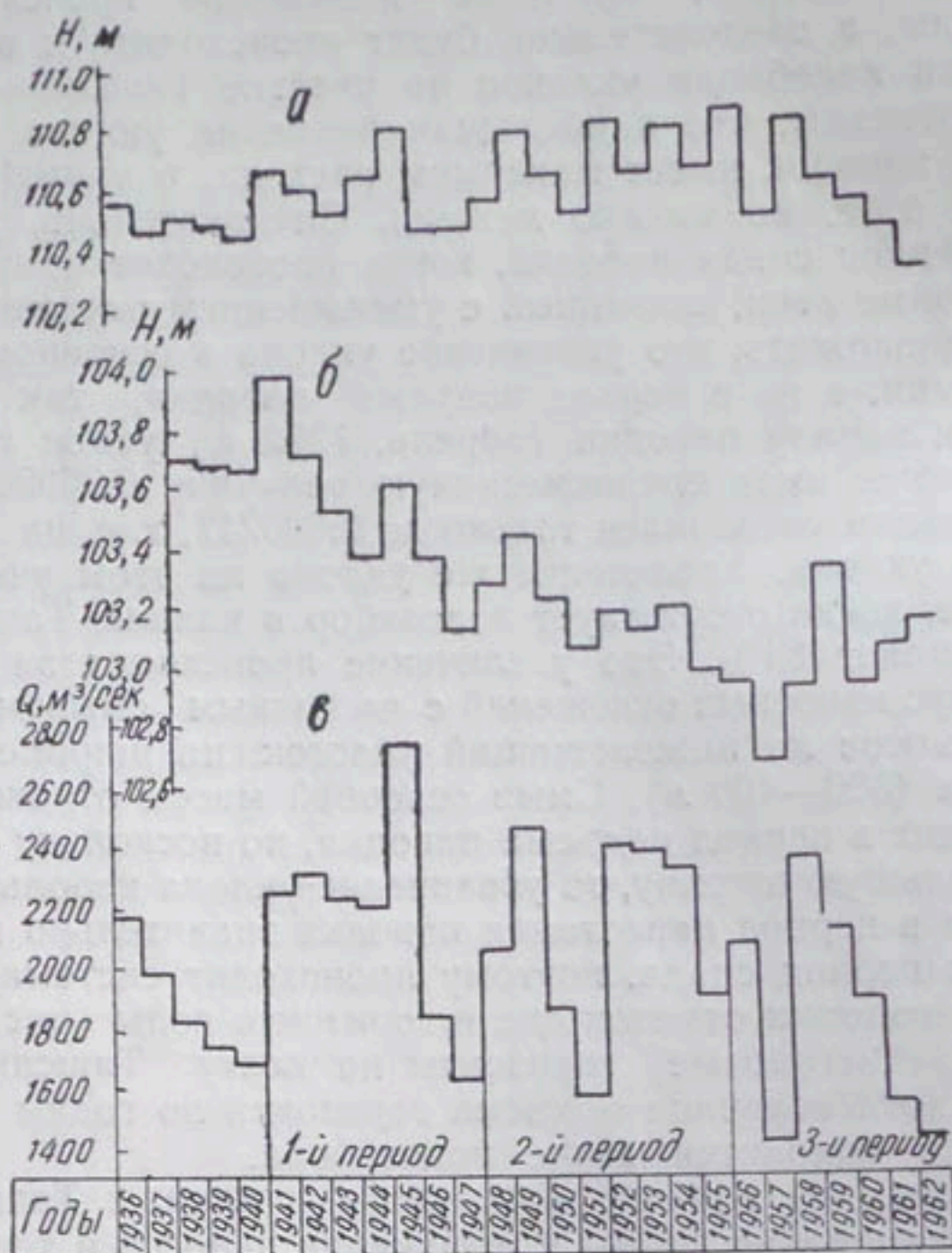


Рис. 3. График колебания среднегодовых уровней по постам и среднегодового расхода воды на гидро- створе р. Аму-Дарьи по годам:

а—пост Ташсака; б—пост Турткуль; в—гидроствор Тюямуюн.

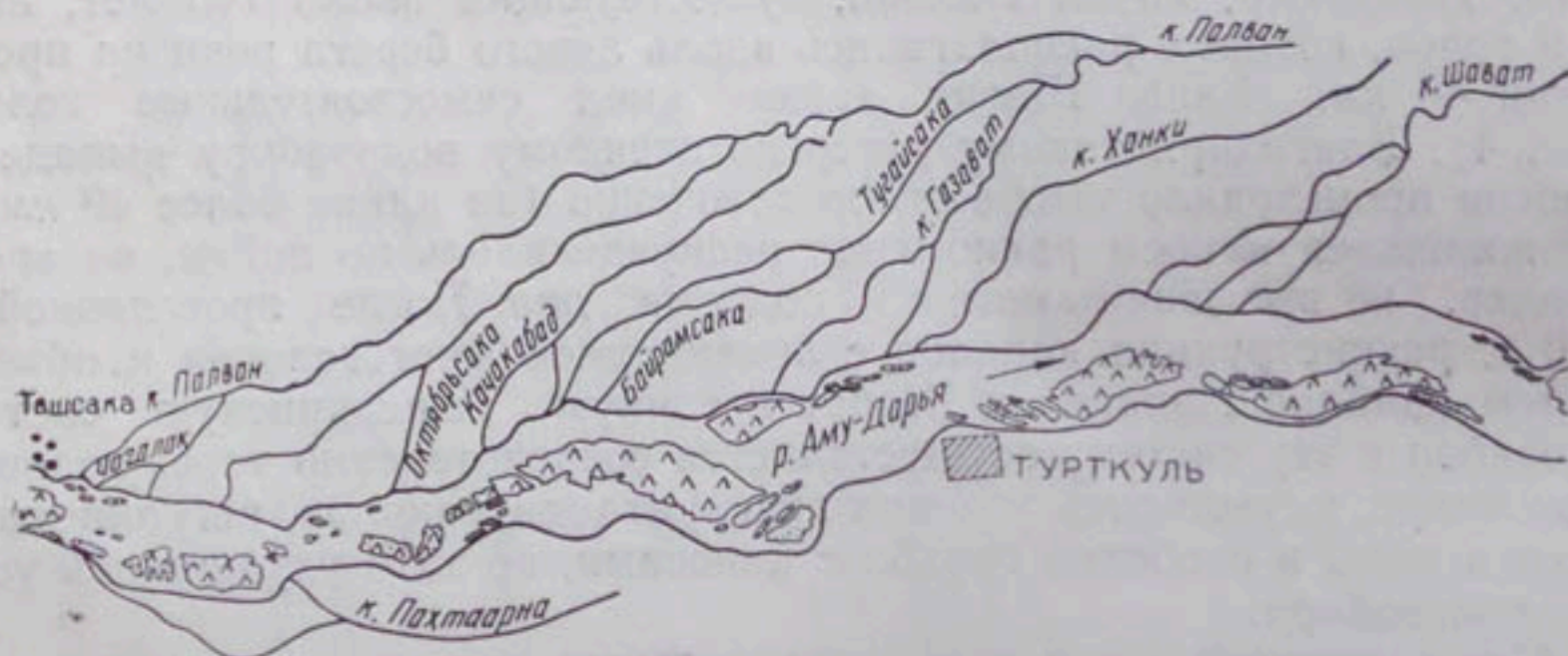


Рис. 4 Многоголовый водозабор из р. Аму-Дарьи в каналы Палван и Шават по съемке 1937 г.

Пахтаарна. Такая же картина наблюдается на участке реки в районе Тахиаташа — ниже водозаборов в каналы Кызкеткен и им. Ленина. Следовательно, интенсивное расширение поймы на участке Ташсака до

существующих размеров началось после реконструкции канала Ташсака, т. е. примерно с 1941 г. (рис. 5).

Как видно из рис. 5, среднегодовой уклон водной поверхности на участке Ташсака — Турткуль в 1938—1942 гг. составлял постоянную величину 0,00017. Начиная с 1943 г., т. е. через два года после реконструкции канала, уклон начал увеличиваться и в 1956 г. возрос до 0,000198. Затем началось уменьшение уклона, который к 1962 г. достиг 0,000178. Увеличение уклона на этом участке произошло в основном за счет понижения уровня воды на посту Турткуль и частичного повышения его на посту Ташсака (рис. 3).

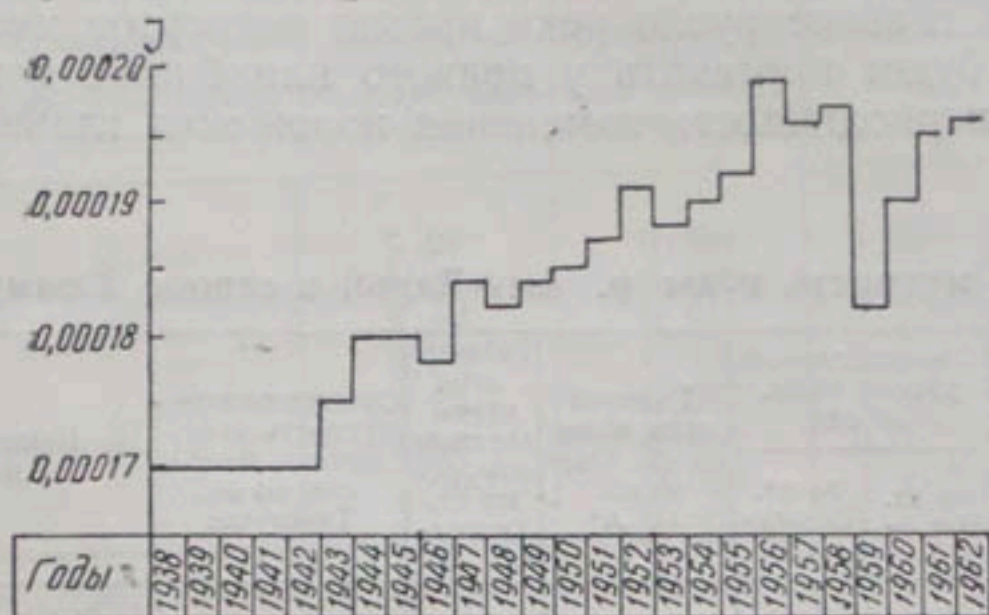


Рис. 5. График изменения среднегодовых уклонов (за 8 мес.) на участке р. Аму-Дарьи между постами Ташсака и Турткуль.

Естественно, что вследствие отложения наносов ниже Ташсака на длине 10—15 км начал образовываться конус выноса, на котором уклоны водной поверхности постепенно уменьшались, а ниже конуса выноса увеличивались. На первом участке поток перегружен наносами, отчего происходит их выпадение, а на втором участке в результате уменьшения количества наносов и увеличения уклонов не догружен. Недостаточное количество наносов ниже конуса выноса поток компенсирует частично за счет размыва концевой части конуса выноса и частично за счет размыва дна участка реки, лежащего ниже конуса выноса.

Так как пост Ташсака находится в пределах верхней части конуса выноса, на нем происходит подъем дна и горизонта воды, а на посту Турткуль, находящемся ниже конуса, — размыв дна и понижение горизонта воды. В последнее время, с 1959 г., на посту Турткуль горизонты воды начали повышаться, а на посту Ташсака понижаться. Объяснить это явление пока трудно. Возможно, здесь сказалось влияние последних маловодных лет, следующих один за другим. Как было отмечено, после реконструкции канала пойма реки ниже водозабора в канал Ташсака значительно увеличилась, так как в результате образования конуса выноса усилилось блуждание потока и начался процесс расширения поймы. С расширением поймы водный поток в паводок затопляет не всю пойму, отчего происходит деление потока на рукава. Один из рукавов — с наибольшим расходом — является главным. С наступлением межени все второстепенные рукава отмирают и заносятся наносами, а по главному руслу проходит весь меженный расход. Это главное русло периодически находится то у правого, то у левого берега поймы.

По имеющимся плановым материалам этого участка реки, до 1948 г. главное русло Аму-Дарьи находилось ближе к левому берегу поймы. В 1948 г. водный поток изменил свое направление и начал про-

текать вдоль правого берега поймы, удерживаясь там до 1956 г., после чего главное русло вновь переместилось к левому берегу поймы и удерживается там до настоящего времени. По этой причине с 1958 г. в районе головной части канала Ташсака (10 км) наблюдается явление дейгиша. Возможно, что дейгиш начался в 1956 г., но так как первые два года он еще не угрожал каналу, то оставался без внимания.

Таким образом, с 1941 г. по настоящее время, т. е. за 22 года, главное русло Аму-Дарьи ниже водозабора Ташсака имело три местоположения. В первом положении русло находилось 7 лет, во втором — 8 и в третьем удерживается уже 7 лет. Не исключена возможность, что через какое-то время главное русло реки примет четвертое местоположение и водный поток будет протекать у правого или ближе к правому берегу поймы. Такая периодичность изменения положения главного русла Аму-

Таблица 3

Среднегодовая мутность воды р. Аму-Дарьи в створе Тюямуюн за 22 года

Период	Год	Среднегодовой расход воды, $\text{м}^3/\text{сек}$		Годовой сток воды по ст. Тюямуюн, 10^9 м^3	Годовой сток взвешенных наносов по ст. Тюямуюн, 10^6 т	Среднегодовая мутность взвешенных наносов по ст. Тюямуюн	Каким образом получены цифровые данные
		по ст. Чатлы	по ст. Тюямуюн				
I	1941	1630	2250	71,056	420,00	5,91	По графику связи
	1942	1685	2315	73,006	444,00	6,07	
	1943	1605	2220	70,010	411,00	5,87	
	1944	1590	2200	69,569	404,00	5,80	
	1945	2040	2740	86,409	592,00	6,85	
	1946	1290	1835	57,869	280,00	4,84	
	1947	1110	1620	51,088	204,00	3,99	
II	1948	1470	2055	64,984	354,00	5,45	По графику связи
	1949	1805	2460	77,579	495,00	6,38	
	1950	1300	1850	58,342	284,00	5,05	
	1951	1060	1560	49,196	184,00	3,74	
	1952	1750	2392	75,641	471,00	6,24	
	1953	1740	2380	75,056	468,00	6,23	
	1954	1750	2320	73,164	381,59	5,21	Натурные данные
	1955	1330	1887	59,508	292,90	4,92	
III	1956	1520	2070	65,458	378,07	5,77	Натурные данные
	1957	980	1414	44,592	153,23	3,44	
	1958	1660	2350	74,420	541,55	7,30	
	1959	1470	2100	66,230	346,90	5,24	
	1960	1320	1870	59,134	282,00	4,94	По графику связи
	1961	984	1527	48,154	150,51	3,13	Натурные данные
	1962	901	1417	44,687	131,40	2,96	

Дарьи по отношению к берегам поймы объясняется тем, что основная масса наносов откладывается не на всей ширине поймы, а только на той ее части, которую занимает главное русло. В результате этого отметки поймы в пределах главного русла со временем оказываются выше отметок остальной части поймы и после отложения определенного объема наносов наступает момент, когда поток резко, скачкообразно меняет свое направление и устремляется на пониженные отметки поймы, где и формирует свое новое русло. С началом формирования нового русла связано

начало следующего периода и конец предыдущего. Продолжительность каждого периода зависит от объема отложений наносов, поэтому чем больше будет ежегодный объем отложений, тем быстрее отложится необходимый объем, тем меньше будет продолжительность периода. Ежегодный объем отложений в свою очередь зависит от процента водозабора в каналы, процента не допущенных в каналы донных наносов и насыщения потока реки донными наносами.

Т а б л и ц а 4

**Объем ежегодных отложений донных наносов в конусе выноса
р. Аму-Дарьи ниже водозабора Ташсака в 1941—1962 гг.**

Период	Год	Суммарный водозабор в каналы Ташсака и Пахтаарна, 10^9 м^3	Насыщение потока взвешенными наносами, $\text{кг}/\text{м}^3$	Среднегодовое насыщение потока донными наносами $\text{кг}/\text{м}^3$	Отложение донных наносов	
					T	м^3 при $\gamma_{\text{гр}} = 1,6$
I	1941	2,595	5,91	0,591	1 533 745	958 590
	1942	3,385	6,07	0,607	2 054 695	1 284 184
	1943	3,061	5,87	0,587	1 796 807	1 123 004
	1944	3,167	5,80	0,580	1 836 860	1 148 038
	1945	2,823	6,85	0,685	1 933 755	1 208 597
	1946	2,316	4,84	0,484	1 120 944	700 590
	1947	2,777	3,99	0,399	1 108 023	692 514
		20,123	5,75	0,575	11 384 829	7 115 517
II	1948	2,743	5,45	0,545	1 494 935	934 334
	1949	2,636	6,38	0,638	1 681 763	1 051 105
	1950	2,841	5,05	0,505	1 434 705	896 690
	1951	3,076	3,74	0,374	1 150 424	719 015
	1952	3,425	6,24	0,624	2 137 200	1 335 750
	1953	3,282	6,23	0,623	2 044 686	1 227 930
	1954	3,390	5,21	0,521	1 766 190	1 103 869
	1955	3,875	4,92	0,492	1 906 500	1 191 560
		25,267	5,50	0,550	13 016 408	8 510 253
III	1956	3,745	5,77	0,577	2 160 865	1 350 541
	1957	3,640	3,44	0,344	2 252 160	782 600
	1958	3,663	7,30	0,730	2 673 990	1 671 244
	1959	3,513	5,24	0,524	1 840 812	1 150 507
	1960	3,915	4,94	0,494	1 934 010	1 208 756
	1961	3,934	3,13	0,313	1 231 342	769 589
	1962	3,698	2,96	0,296	1 094 721	684 138
		26,110	4,92	0,492	12 187 900	7 607 375

По рекомендации А. Г. Хачатряна, удельное насыщение потока донными наносами в условиях Аму-Дарьи соответствует 10% от удельного насыщения взвешенных наносов, т. е. $\rho_{\text{дон}} = 0,1 \rho_{\text{взв}}$. Поэтому, чтобы определить ежегодный объем отложений, а следовательно и по периодам, необходимо иметь ежегодные величины среднегодовой мутности воды Аму-Дарьи в створе станции Тюямуюн. Так как эти значения среднегодовой мутности имеются только с 1954 г., то для получения их за предыдущие годы по данным последних 9 лет нами построены график связи среднегодовых расходов воды по станциям Чатлы и Тюямуюн и график зависимости годового стока взвешенных наносов по станции Тюямуюн от среднегодового расхода воды.

По стоку воды и взвешенных наносов, полученных по графикам, было определено значение среднегодовой мутности, которые по годам записаны в табл. 3. Объем ежегодных отложений в конусе выноса определен из условия, что процент отложения наносов равен проценту водозабора воды в каналы. Помножив величину суммарного водозабора воды в каналы на величину среднегодовой мутности донных наносов, получим величину годового объема отложения наносов в русле реки ниже водозабора Ташсака. В табл. 4 приводятся вероятные годовые объемы отложения наносов на конусе выноса в результате сосредоточенного водозабора в Ташсакинскую оросительную систему. Данные этой таблицы можно использовать для некоторого прогноза окончания третьего и начала четвертого периодов. Как видно из табл. 4, в первый период, продолжительностью 7 лет, отложилось $7,12 \cdot 10^6 \text{ м}^3$ донных наносов, после чего водный поток переместился к правому берегу поймы. Во втором периоде в русле реки отложилось $8,51 \cdot 10^6 \text{ м}^3$ наносов и река переместилась к левому берегу. В этом периоде объем отложения наносов в 1,2 раза больше, чем в первом, что связано с увеличением длины конуса отложений. Следовательно, объем отложений наносов каждого последующего периода должен быть больше предыдущего.

Так как мы пока не знаем, по какой зависимости происходит увеличение объема отложений, ориентировочно примем, что в конце третьего периода он также должен превышать объем отложений второго периода в 1,2 раза, т. е. $10,2 \cdot 10^6 \text{ м}^3$. По данным табл. 4, в третьем периоде уже отложилось $7,61 \cdot 10^6 \text{ м}^3$ наносов; следовательно, конец третьего периода наступит только после отложения дополнительно $2,59 \cdot 10^6 \text{ м}^3$ наносов.

Для того чтобы определить, за какое время произойдет отложение объема $2,59 \cdot 10^6 \text{ м}^3$, необходимо знать величину будущих ежегодных отложений, которая зависит от среднегодовой мутности донных наносов реки и стока воды, забираемого в каналы Ташсака и Пахтаарна. Ввиду отсутствия таких данных вероятную величину водозабора в каналы примем равной водозабору 1962 г., т. е. $3,7 \cdot 10^9 \text{ м}^3$, а среднее за последние 7 лет среднегодовое насыщение потока донными наносами — $0,492 \text{ кг/м}^3$; тогда объем ежегодных отложений донных наносов будет равен $1,113 \times 10^6 \text{ м}^3$. Таким образом, продолжительность отложений в объеме, необходимом для завершения третьего периода ($2,56 \cdot 10^6 \text{ м}^3$), составит 2,3 года, т. е. к 1965—1966 г., после чего можно ожидать перемещения реки от левого берега поймы.

В заключение необходимо отметить, что если русло реки в районе Ташсака в 1966 г. переместится к правому берегу поймы, то в последующие 10 лет канал Ташсака, вероятно, не будет подвергаться угрозе смыва дейгишем.

В. С. ЛАПШЕНКОВ

О СТОКЕ НАНОСОВ р. АМУ-ДАРЬИ В СТВОРЕ ТЮЯМУЮНА

На р. Аму-Дарье в ближайшее время будут построены Кизилаякский, Тюямуюнский и Тахиаташский гидроузлы. Их компоновка, состав и конструкция (а следовательно и стоимость) сооружений во многом зависят от главной особенности Аму-Дарьи — обилия наносов. Однако сток наносов Аму-Дарьи еще не изучен достаточно хорошо, и это в последующем может привести к неприятным неожиданностям.

Наиболее полно материалы о стоке наносов Аму-Дарьи обобщены Н. А. Цветковой [1]. В ее работах средний за многолетие годовой сток взвешенных наносов определен: у ст. Керки — 246,5 млн т, у ст. Ильчик — 211 млн. т, у ст. Чатлы — 133, 5 млн. т. Если проанализировать данные о стоке наносов по длине реки, то окажется, что в районе теснины Тюямуюн имеется как бы нарушение общей закономерности изменения величин стока наносов (рис. 1).

При составлении прогноза заиления Тюямуюнского водохранилища возник вопрос, какой сток наносов принимать в расчет: разница в величинах стока по станциям Ильчик и Тюямуюн значительна. Для выяснения достоверности величин стока наносов была проведена специальная проработка¹.

Увязка величин стока наносов между станциями производилась с помощью графического построения (рис. 2, 3, 4). Для такой увязки использованы только годы совместных наблюдений.

При анализе связи величин стока взвешенных наносов по станциям Керки и Чатлы приходим к выводу, что сток наносов у Чатлы почти в два раза меньше

$$G_k = 2,13G_{\text{ч}} - 42,5 \cdot 10^6.$$

Из рис. 2 видно, что результаты измерений в 1929—1937 гг. дают значительное рассеяние. Данные о стоке наносов за этот период плохо согласуются: в 1931 и 1934 гг. сток наносов в Чатлы превышает керкинский, что совершенно невероятно.

На станциях Керки и Ильчик (рис. 2б) в течение 5 лет ведутся совместные наблюдения: 1957, 1958 и 1959 гг. попали на линию $G_k = G_{\text{и}}$ (которую можно истолковать как линию стабильности русла). Однако эта линия проходит ниже точки, которая отражает данные за 19 лет наблюдений по ст. Керки. Точки, характеризующие наблюдения за два года (1955 и 1956), значительно удалены от линии связи стока наносов.

¹ В проработке принимала участие мл. н. с. Шишорина Г. И.

Таким образом, выяснено, что уменьшение стока наносов происходит главным образом на участке реки ниже Ильчика. На рис. 3 а приводится связь величин стока наносов по станциям Ильчик и Чатлы, причем точки,

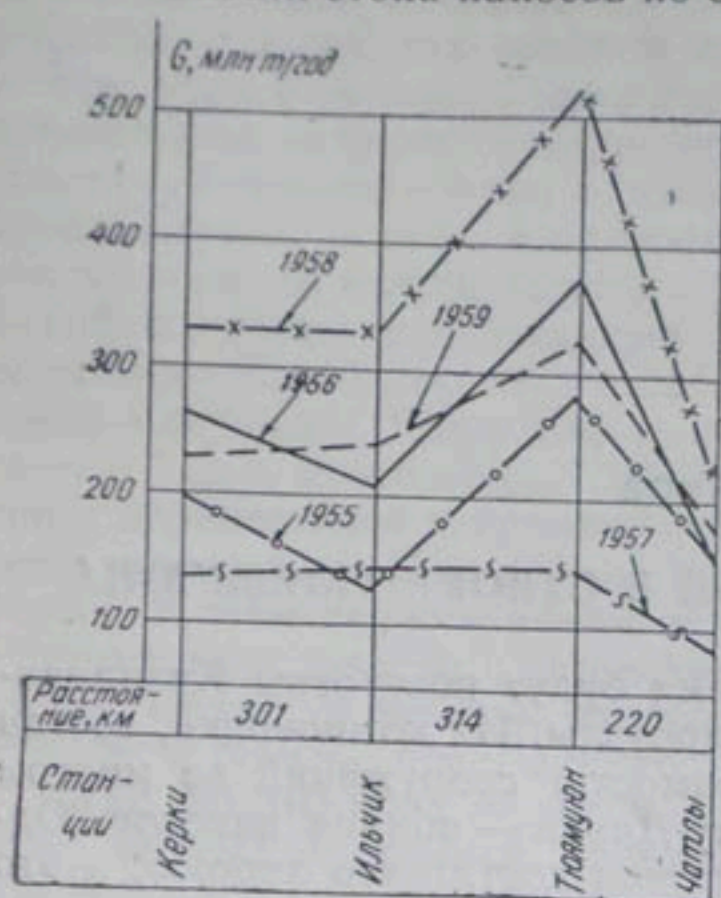


Рис. 1. Сток взвешенных наносов на участке р. Аму-Дарьи Керки—Чатлы по данным УГМС.

полученные в результате наблюдений за 1955 и 1956 гг., также значительно удалены от линии связи. Поскольку такое выпадение появилось только при введении в анализ ст. Ильчик и отсутствовало при увязке данных по Керки и Чатлы, погрешность должна быть отнесена только за счет данных ст. Ильчик (величины стока на Ильчике приуменьшены). Это прослеживается и на рис. 4б.

На рис. 3б и 4 показаны линии связи стока наносов по станциям Тюямуюн и Керки, Ильчик и Чатлы. Как видно из графиков, существует достаточно тесная связь величин стока у ст. Тюямуюн и у станций Керки и Чатлы (т. е. у станций с достаточно длинными рядами наблюдений). Эти связи столь же тесные, как и проанализированные выше (за исключением 1955 и 1956 гг. по данным ст. Ильчик). Поэтому кажущееся увеличение стока наносов у Тюямуюна является не случайным во времени и не может быть объяснено факторами кратковременными (например эрозией русла на участке Керки—Тюя-

муюн)

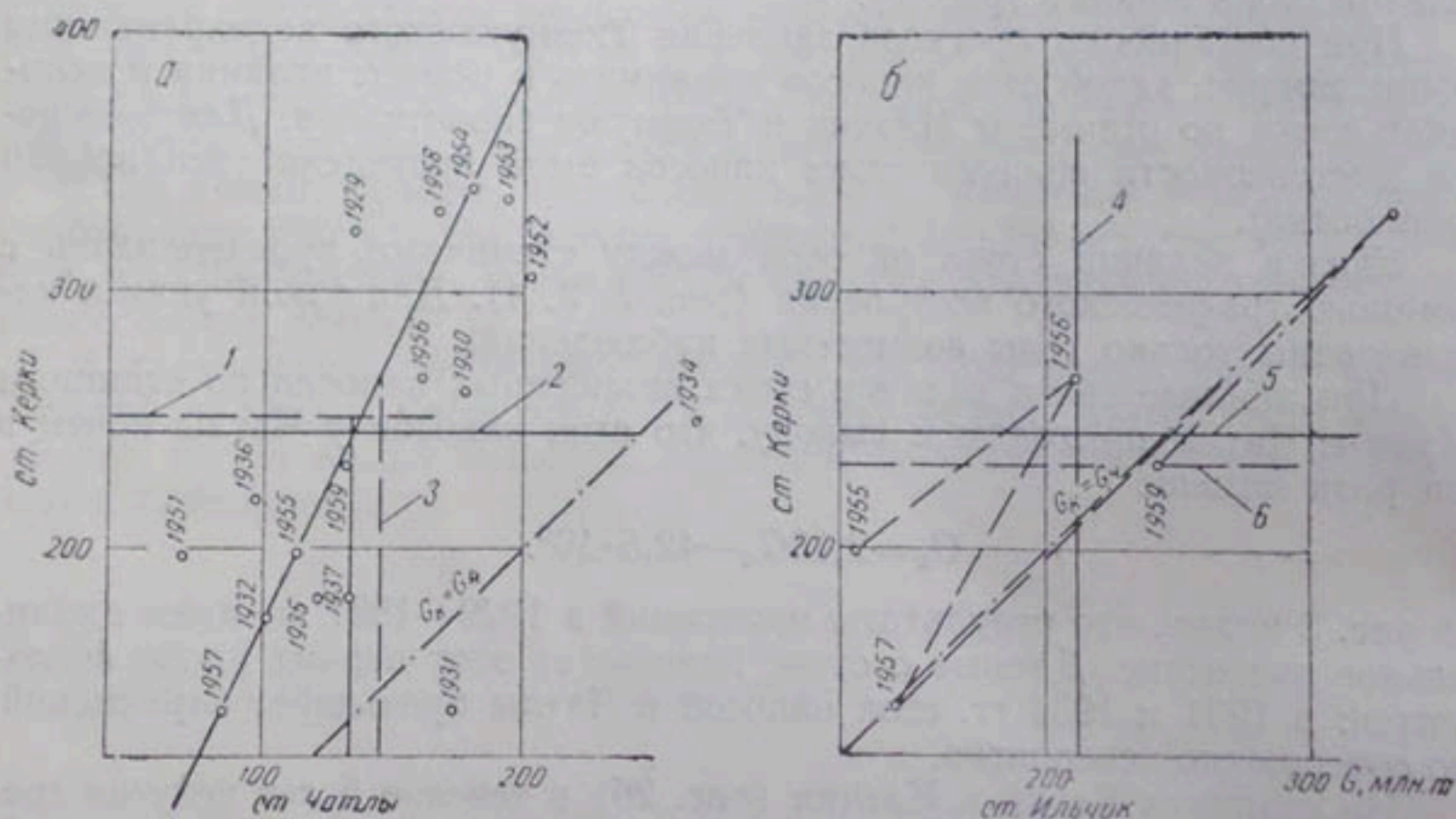


Рис. 2. Связь годового стока взвешенных наносов р. Аму-Дарьи по станциям Керки и Чатлы (а), Керки и Ильчик (б):

средний сток взвешенных наносов: 1—за 18 лет; 2—за 19 лет; 3—за 31 год; 4—за 5 лет; 5—за 19 лет; 6—за 5 лет.

муюн) или факторами, не связанными со стоком реки (например, сносом песка из пустынь). Таким образом, величины стока наносов, измеренные

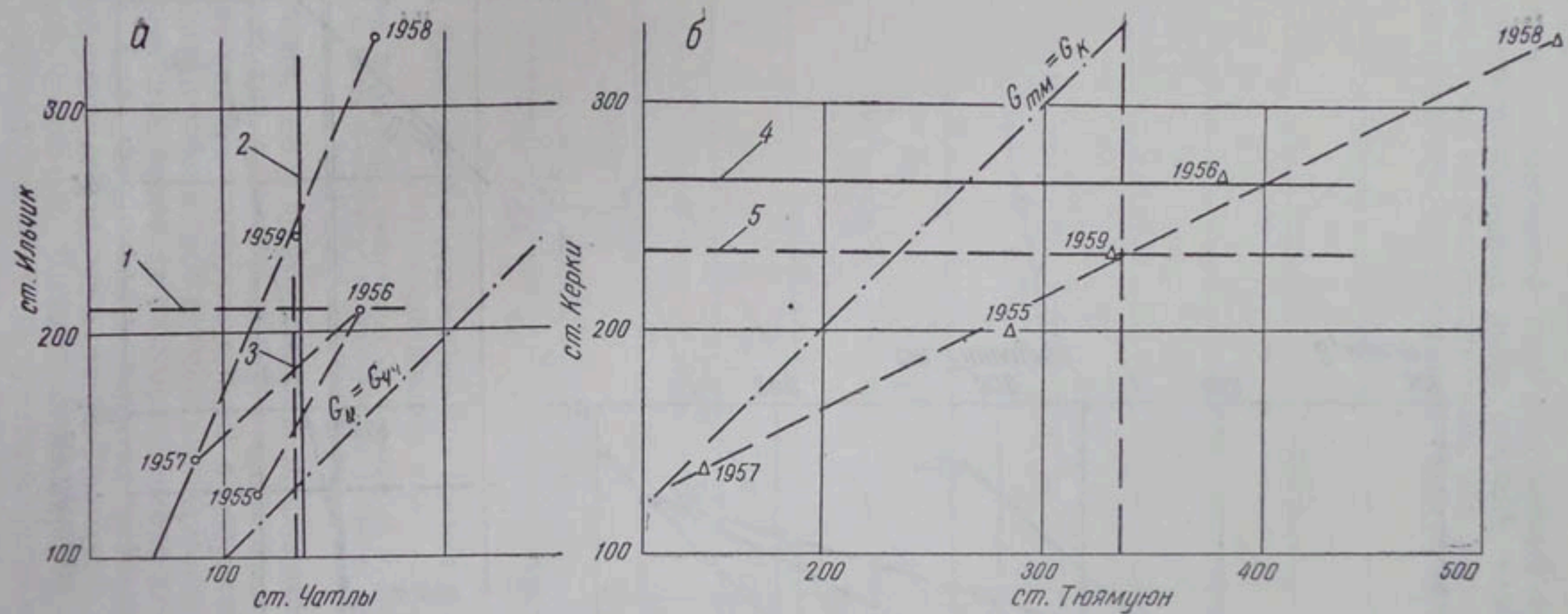


Рис. 3. Связь годового стока взвешенных наносов р. Аму-Дарьи по станциям Ильчик и Чатлы (а), Керки и Тюямуюн (б):

средний сток взвешенных наносов: 1, 3, 5, 6—за 5 лет; 2—за 31 год; 4—за 19 лет.

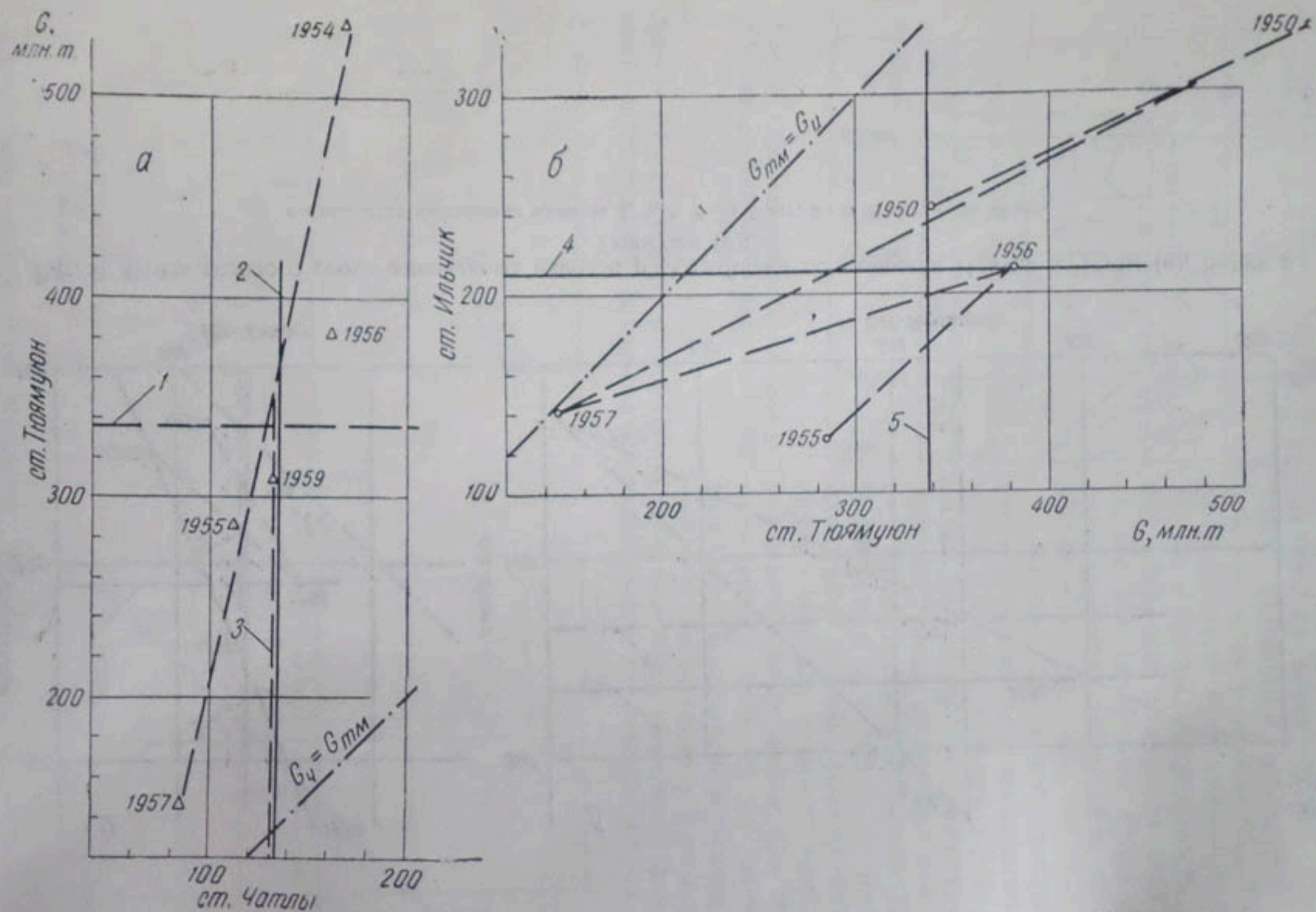


Рис. 4. Связь годового стока взвешенных наносов р. Аму-Дарьи по станциям Тюямуюн и Чатлы (а), Ильчик и Тюямуюн (б):

средний сток взвешенных наносов: 1, 3, 4, 5—за 5 лет, 2—за 31 год.

на ст. Тюямуюн, имеют такую же первоначальную достоверность, как и данные станций Керки, Чатлы (и Ильчика за 1957, 1959 гг.). Остается лишь невыясненным, почему сток у Тюямуюна больше ильчикского и даже керкинского.

Тот факт, что измеренный сток взвешенных наносов у Тюямуюна больше, чем у расположенных выше станций, известен давно. Однако величина этого стока не рекомендовалась для расчета [1—3]. Этот факт частично объяснялся тем, что у теснины Тюямуюна поток имеет большие

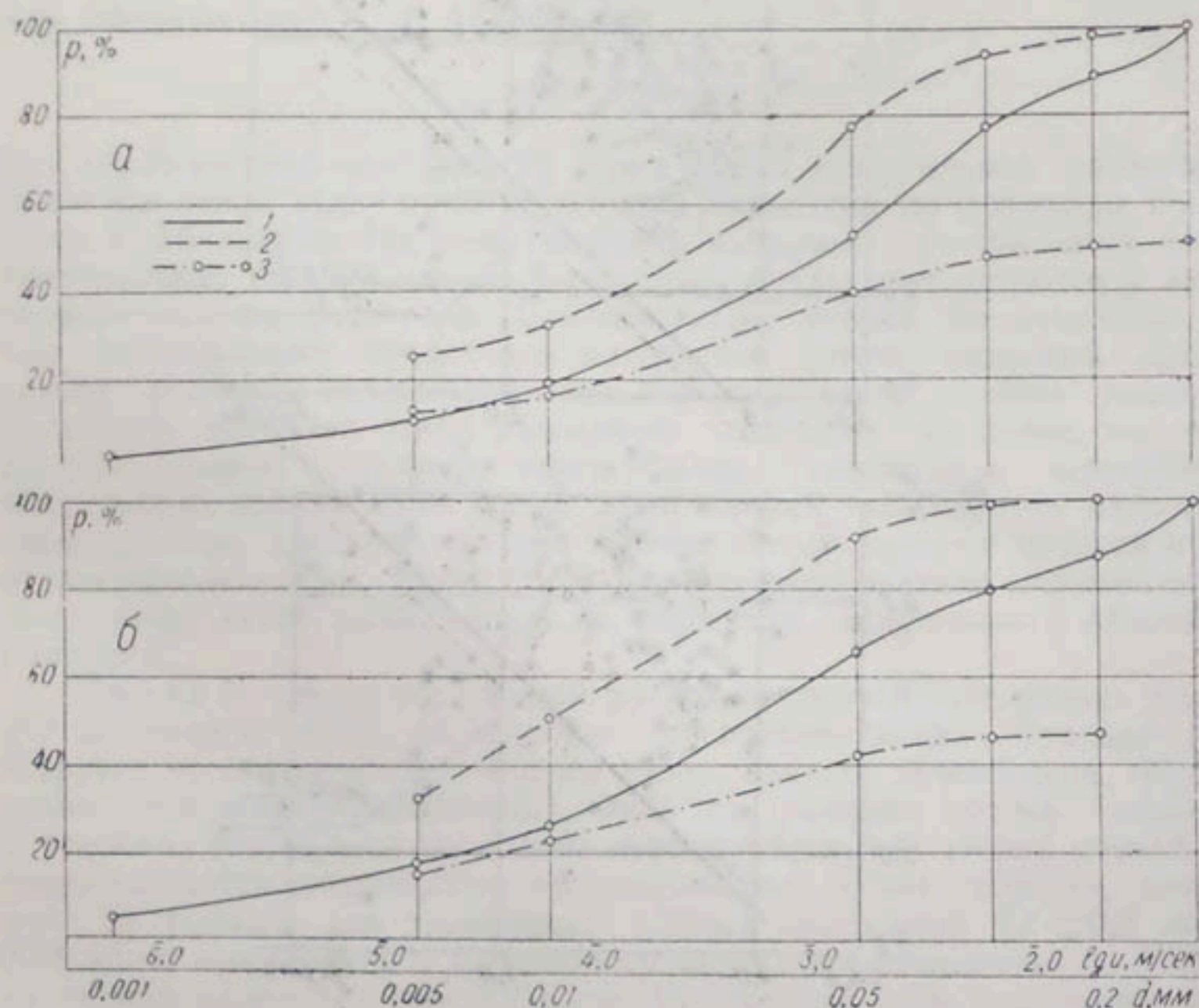


Рис. 5. Фракционный состав взвешенных наносов у станций Тюямуюн и Ильчик:

a—ст. Ильчик, 21. VI 1958 г., $\rho=5,17 \text{ кг/м}^3$, ст. Тюямуюн, 24. VI 1958 г., $\rho=10,2 \text{ кг/м}^3$; *б*—ст. Ильчик, 22. VI 1957 г., $\rho=3,29 \text{ кг/м}^3$, ст. Тюямуюн, 22. VI 1957 г., $\rho=7,05 \text{ кг/м}^3$; 1—у Тюямуюна; 2—у Ильчика; 3—у Ильчика после пересчета.

скорости течения, чем у других станций, и, следовательно, более взмучивает наносы со дна, т. е. значительная часть тюямуюнских наносов проходит верхние гидрометрические створы в состоянии, не доступном для замера приборами отбора проб взвешенных наносов.

При проработке вопросов аккумуляции наносов в Тюямуюнском водохранилище была предпринята попытка установления достоверности измерений взвешенных наносов в створе Тюямуюна.

Первый способ. Были проанализированы фракционный состав и мутность, зафиксированные на станциях Ильчик и Тюямуюн в одни и те же или близкие (с учетом добегаания) дни. Для примера на рис. 5 отражены результаты измерений фракционного состава и мутности, проведенных в Ильчике и Тюямуюне. В подавляющем большинстве случаев мутность воды в Тюямуюне больше, чем в Ильчике. Кроме того, обращает на себя внимание тот факт, что тюямуюнские наносы крупнее.

Можно полагать, что концентрация мелких фракций взвешенных наносов (при условии транспортирования крупных фракций) мало изменяется по глубине и даже по длине реки (ввиду того, что нагрузка потока этими наносами незначительна по сравнению с полной нагрузкой и мелкие фракции можно принять за индикатор). Поэтому, если ввести к

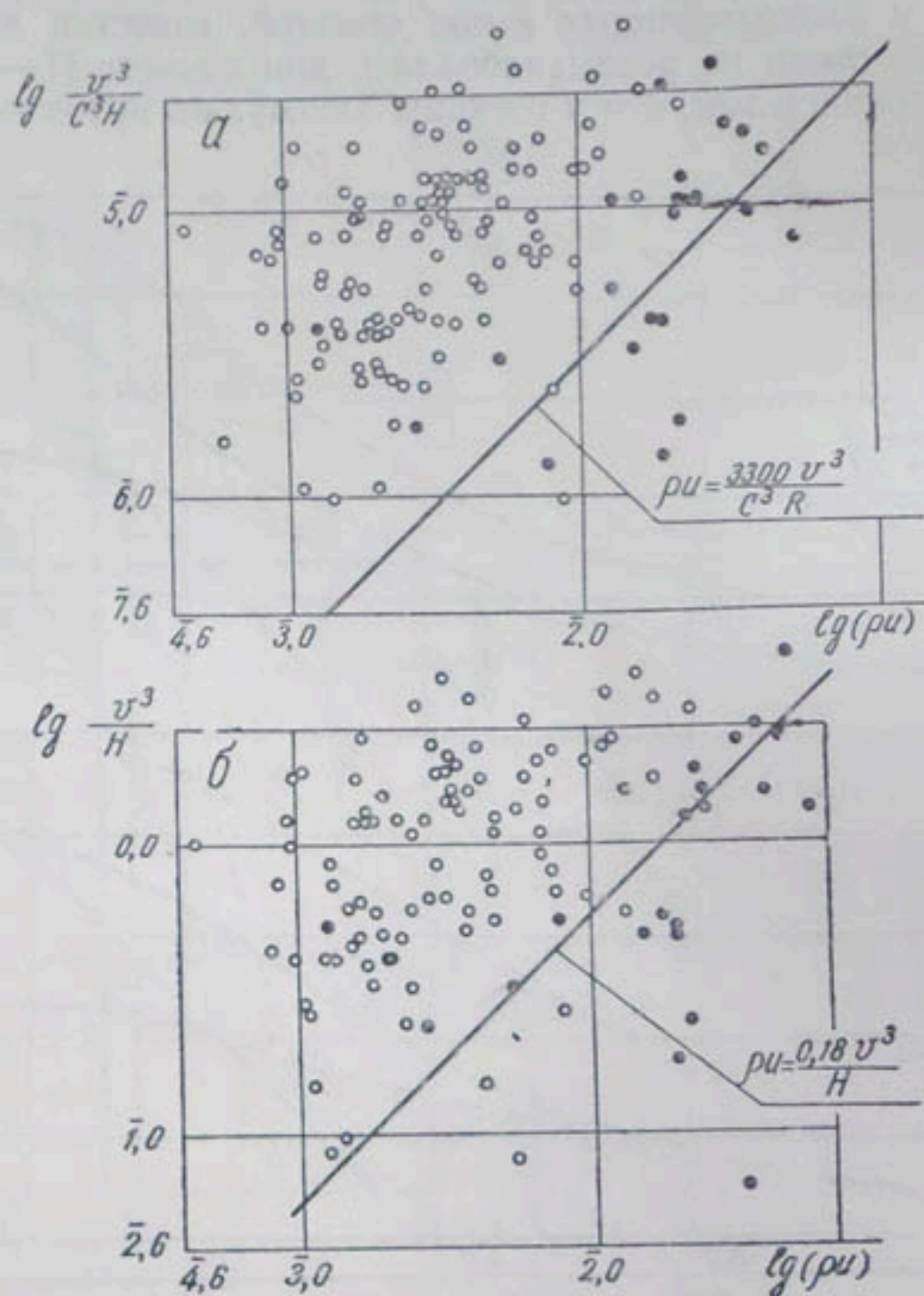


Рис. 6. Связь взвешивающей способности потока с фактической нагрузкой наносами по А. Н. Гостунскому (а), по С. Х. Абальянцу (б).

фракционному составу ильчикских наносов поправку на мутность, то кривые фракционного состава ильчикских и тюямуюнских наносов в области мелких фракций должны совпадать, а в области крупных фракций разделиться, потому что значительная доля крупных наносов, перемещаемых потоком в придонной области, не регистрируется приборами для взятия проб взвешенных наносов. Проведенный пересчет показал, что такое предположение оправдывается в приведенных примерах почти в точности и следует признать факт значительного недомера стока наносов на всех станциях Аму-Дарьи, кроме Тюямуюна. Данные Тюямуюна с большим приближением отражают сток наносов, хотя так же, как и на других станциях, недомеряется какая-то часть.

Второй способ. Известно, что аму-дарьинская вода в значительной мере насыщена наносами. Поскольку в среднем и нижнем течении имеет место вековая аккумуляция, можно считать, что на этом участке реки нагрузка потока наносами предельна, т. е. равна взвешивающей способности потока. Имея в виду проверку такого равенства, в осях

(рис. 6), одна из которых выражает фактическую нагрузку потока наносами, а другая — взвешивающую способность потока, нанесены данные измерений взвешенных наносов и гидравлических элементов потока по станциям Ильчик, Тюямуюн и Чатлы. Взвешивающая способность потока определена по формуле проф. А. Н. Гостунского

$$\rho u = 3300 \frac{V^3}{C^3 R}$$

и по формуле проф. С. Х. Абальянца

$$\rho u = 0,18 \frac{V^3}{R}$$

Как видно из графиков (рис. 6), точки имеют значительное рассеяние и почти все лежат выше прямых, которые проведены по формулам Гостунского и Абальянца. На этих графиках выделены (закрашены) только тюямуюнские точки, которые значительно лучше группируются у линий, проведенных по формулам. Следовательно, только тюямуюнские данные подтверждают предельное насыщение потока наносами. Данные других станций показывают как бы недогрузку потока наносами. Поскольку наносы в створ Тюямуюна попадают не иначе, как через верхние створы (например, через Ильчик), кажущаяся недогрузка в этих створах должна быть истолкована попросту как недомер наносов, и, следовательно, предпочтение при выборе данных о стоке наносов нужно отдать тюямуюнским. Такой обработкой также показано хорошее совпадение результатов, вычисленных по формулам Гостунского и Абальянца, с натурой.

Третий способ. Уклон руслового потока при прочих равных данных зависит либо от крупных руслообразующих фракций (если нагрузка потока наносами меньше взвешивающей способности, обусловленной донными отложениями), либо от нагрузки потока наносами. В условиях Аму-Дарьи мы имеем явно выраженный второй случай. Это подтверждается следующими рассуждениями: норма скорости, допустимой на размыв аму-дарьинских донных отложений ($d < 0,3$ мм), — 0,35 м/сек; при глубине 5 м (наиболее часто повторяющаяся) допустимая на размыв скорость равна 0,8 м/сек. Фактически же в реке имеют место скорости течения до 2,5 и 3 м/сек, т. е. почти в 4 раза больше допустимых. Однако значительной общей деформации, направленной на уменьшение скорости в реке, не наблюдается; наоборот, настоящее русло есть продукт элементов потока, а именно расходов воды и нагрузки потока наносами. Такое равновесие отражается зависимостью, полученной из формул А. Н. Гостунского и С. Т. Алтунина

$$i = 0,00625 \frac{(\rho u)^{0,70}}{Q^{0,095}}$$

При обработке натуральных материалов (см. рис. 7) видно, что тюямуюнские точки подтверждают фактический уклон Аму-Дарьи (они сгруппированы около линий, которые соответствуют уклонам). Все ильчикские точки лежат левее линий фактического уклона; чатлинские точки также расположились с одной стороны линии своего уклона. Таким образом, ильчикские и чатлинские данные отображают как бы недогрузку потока наносами. Тюямуюнские же данные свидетельствуют о том, что поток нагружен полностью. Вековая аккумуляция наносов на участке в районе Чатлы (по данным С. Т. Алтунина, в среднем 12 мм в год), а также наличие непосредственно выше створа станции участка

потока с повышенной турбулентностью (у мыса Тахиаташ) приводят к тому выводу, что и в створе Чатлы поток взвешенными наносами нагружен до предела. Заниженные величины нагрузки у Чатлы следует истолковать лишь недомером взвешенных наносов, которые перемещаются в придонной области. Это относится и к ст. Ильчик. Поэтому более достоверными данными о взвешенных наносах необходимо признать полученные на ст. Тюямуюн.

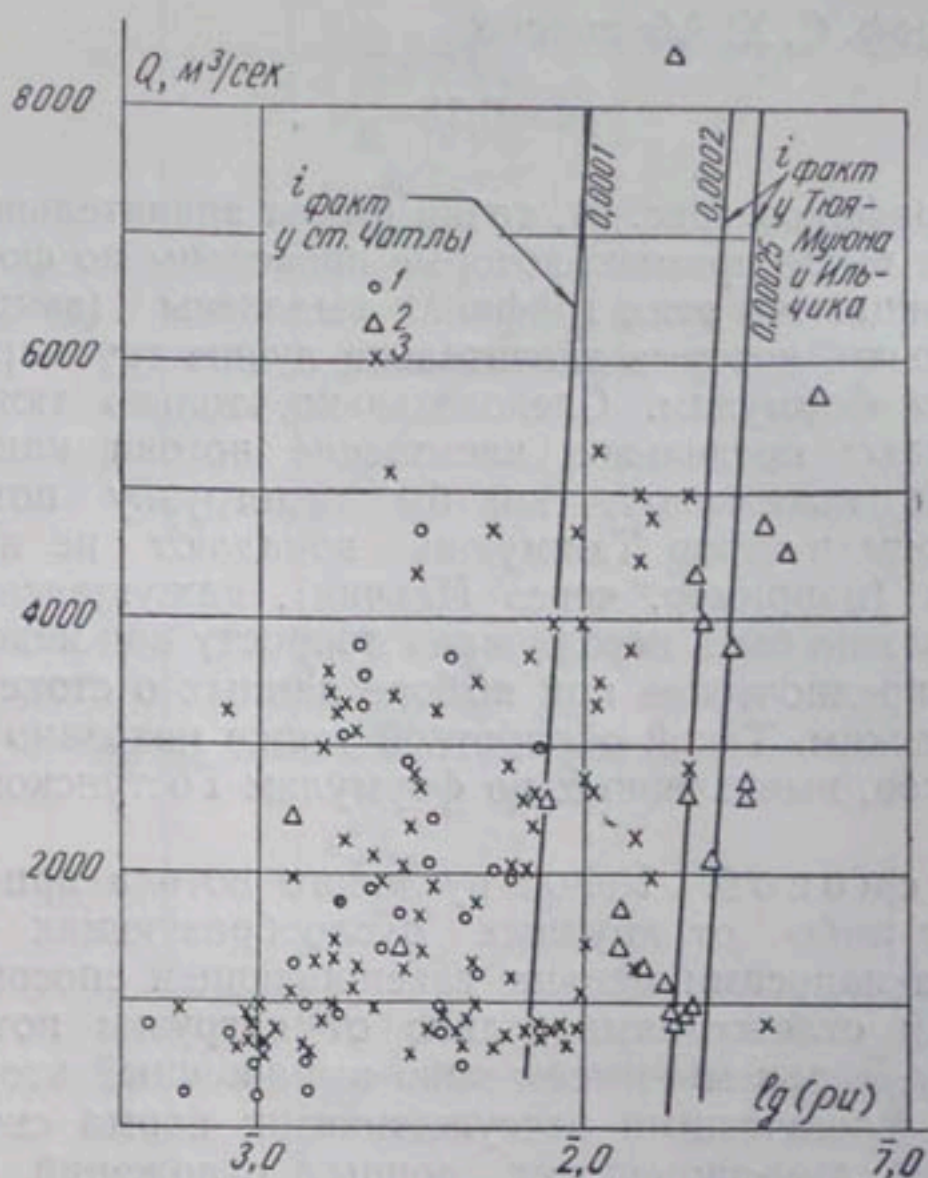


Рис. 7. Сопоставление вычисленных уклонов потока с фактическими:

1—ст. Чатлы; 2—ст. Тюямуюн; 3—ст. Ильчик.

Как следует из изложенного выше, сток взвешенных наносов р. Аму-Дарьи на участке Тюямуюнского водохранилища с наибольшей достоверностью отражается в створе Тюямуюн. Отметим, что сток воды в створе Тюямуюна преувеличен (до 10%). Это, безусловно, отразилось на подсчетах стока наносов. Однако в створе Тюямуюна сток взвешенных наносов в придонной области также не измеряется (здесь он составляет меньшую часть от всего стока наносов, чем на других станциях).

Годовой сток взвешенных наносов при расчетах аккумуляции наносов в Тюямуюнском водохранилище был принят в среднем за 1955—1959 гг. наблюдений 340 млн. т, т. е. в 1,6 раза больше, чем по данным ст. Ильчик. Эта величина стока в какой-то мере обоснована лишь путем камеральной проработки и, безусловно, нуждается в проверке с помощью непосредственных методических натурных измерений.

Кроме взвешенных наносов, в створе Тюямуюна имеются также и донные (дно песчаное), которые перемещаются в виде гряд и в тонком придонном слое. В расчетах ориентировочно принято количество этих наносов в размере 5% от стока взвешенных.

ВЫВОДЫ

1. На всех гидрометрических станциях р. Аму-Дарьи, за исключением Тюямуюнской, значительное количество наносов недомеряется.
2. В зоне влияния Тюямуюнского гидроузла более достоверным мы считаем сток взвешенных наносов по данным ст. Тюямуюн — 340 млн. т/год.

ЛИТЕРАТУРА

1. Цветкова Н. А. Режим наносов р. Аму-Дарьи, Вопросы гидротехники, № 1, вып. 13, Ташкент, АН УзССР, 1963.
2. Шамов Г. И. Речные наносы, Л.—М., Гидрометиздат, 1954.
3. Лопатин Г. В. Наносы рек СССР, Л.—М., Географиздат, 1952.

А. М. МУХАМЕДОВ

ИССЛЕДОВАНИЯ ВЕРХНЕГО БЬЕФА ГИДРОУЗЛА НА ПРЕДГОРНОМ УЧАСТКЕ РЕКИ

ВВЕДЕНИЕ

Возведение гидротехнических узлов сооружений на предгорных участках рек, транспортирующих большое количество взвешенных и донных наносов, приводит к резкому изменению формы русла. В верхнем бьефе гидроузла вначале происходит заиление взвешенными наносами, а в дальнейшем занесение донными; в нижнем бьефе непосредственно за сооружением наблюдаются местный размыв и на значительной длине русла — общие размывы. Такие деформации русла влекут за собой подъем уровня воды в верхнем бьефе, особенно начиная с места выклинивания кривой подпора; в нижнем бьефе в связи с размывом русла уровень воды понижается.

Наши подробные лабораторные исследования в лотке (плоская задача; 1947—1948 гг.) и на модели трех крупных гидроузлов (за 1950—1954 гг.), а также натурные исследования ряда гидроузлов показали, что значительное заиление и занесение верхнего бьефа, с одной стороны, местный и общий размыв русла в нижнем бьефе — с другой, вызывают определенное эксплуатационное затруднение в гидроузлах. Мы выяснили общие закономерности процесса деформации русла в бьефах в зависимости от расхода реки и количества проносимых им наносов, от величины подпора и режима эксплуатации гидроузла.

В условиях низконапорных гидроузлов (с напором 3—4 м) занесение верхнего бьефа происходит в течение 2—3 лет, и в этом случае заилением бьефа за счет взвешенных наносов можно пренебречь. Верхний бьеф таких гидроузлов имеет малый объем, а кривая подпора распространяется до 500—1000 м; скорости потока в верхнем бьефе мало отличаются от бытовых. Занесение бьефа происходит главным образом за счет донных наносов, причем процесс перемещения донных наносов носит неустановившийся характер: медленно движущаяся гряда увеличивается в размерах по мере приближения к плотине. На вышележащем участке русла гряда наносов создает дополнительный подпор за счет разности уклонов водной поверхности не занесенного наносами участка верхнего бьефа и поверхности гряды. Этот подпор задерживает часть наносов, вызывая дальнейший подъем дна. Таким образом, чем дальше к плотине продвигается гряда, тем больше объем отложений и медленнее движение гряды наносов. После занесения основного объема верхнего бьефа гидравлический режим почти приближается к бытовому режиму реки, быстро устанавливается транзит наносов в нижний бьеф. Процесс деформаций русла в дальнейшем проте-

кает аналогично с бытовыми. Этот момент должен быть учтен при проектировании и выборе принципа компоновки гидроузла.

В гидроузлах с напором 6—8 м создаются значительные полезные объемы в верхнем бьефе для суточного регулирования стока и аккумуляции наносов. Процесс переформирования русла здесь происходит значительно дольше, чем в вышеописанном случае. Основным объемом таких речных бьефов заполняется наносами в течение 5—6 лет. Первые годы эксплуатации верхний бьеф при малых подходных скоростях работает как отстойник, и происходит заиление взвешенными наносами, донные же наносы задерживаются в самом начале бьефа в месте выклинивания кривой подпора. Длина кривой подпора распространяется на 3—4 км. С этого места начинается грядовое движение донных наносов к плотине, при этом происходит погребение ранее осевших мелких взвешенных наносов. В дальнейшем занесение совершается аналогично описанному выше случаю у низконапорных гидроузлов. Если процесс заиления произойдет в течение 5—6 лет, то занесение может затянуться на 15—20 лет; при этом с увеличением уклона водной поверхности длина кривой подпора возрастает. Взвешенные наносы целиком проходят в нижний бьеф. Переменный режим водотока по-своему переформировывает вышеописанный процесс перемещения гряды наносов; с увеличением расхода воды ускоряется движение гряды наносов и уменьшается высота гряды за счет повышения уровня и скорости потока, а с уменьшением расхода воды возникает новая гряда малой высоты, движущаяся поверх старой. Движение такой гряды происходит при спаде паводка, где место выклинивания ее опускается вниз по течению. Мелкие фракции донных наносов, ранее отложившиеся в условиях межени, а также часть заиления верхнего бьефа вблизи плотины с наступлением паводка смываются. Неустановившийся режим потока и движение гряды донных наносов при переформировании русла верхнего бьефа тесно связаны еще с режимом эксплуатации гидроузла.

В широком верхнем бьефе гидроузлов по мере полного занесения в новых гидравлических условиях наблюдается блуждание потока, приводящее к эксплуатационным затруднениям. Стихийное проявление больших паводковых расходов в этом случае может довольно сильно ухудшить нормальный режим эксплуатации гидроузла и изменить нормальный ход формирования русла верхнего бьефа. В нижних бьефах таких гидроузлов, благодаря поступлению осветленной воды из верхнего бьефа, в первые годы эксплуатации происходит интенсивный местный размыв непосредственно за плотинной.

После заиления и занесения верхнего бьефа наносы поступают в нижний бьеф. В связи со значительным забором воды без наносов поток в нижнем бьефе часто не имеет достаточной транспортирующей способности. Начинается отложение наносов в нижнем бьефе вблизи плотины. Обычно непосредственно за воронкой размыва образуется отмель — первоначально за счет того количества твердых частиц, которое поток вымывал из воронки размыва, затем она увеличивается за счет наносов, поступающих из верхнего бьефа. В дальнейшем поток вымывает только мелкие частицы на поверхности отмели, что вызывает образование отмости из крупных камней. Поток начинает обтекать отмель, разбиваясь на рукава, и наблюдается блуждание его в нижнем бьефе. Последнее обстоятельство в условиях низконапорных плотин несколько затрудняет эксплуатацию нижнего бьефа: вследствие подъема дна в этом месте горизонт нижнего бьефа поднимается, что влияет на пропускную способность плотины; сбойное течение потока размывает берега в нижнем бьефе, и приходится проводить защитные работы.

Таким образом, занесение верхнего и нижнего бьефов вызывает серьезные эксплуатационные затруднения на гидроузлах и приводит к сокращению срока службы их вплоть до реконструкции узла в целом.

В процессе опытов на модели и в натуре была установлена возможность значительного улучшения условий работы узла сооружений в результате проведения периодических промывов для удаления отложившихся в бьефах наносов по определенной разработанной методике, основанной на искусственном изменении гидравлического режима данного гидроузла.

Специальными исследованиями по промыву наносов были определены: 1) время и величина оптимального снижения горизонта воды верхнего бьефа за период промыва с минимальным ущербом для планового водозабора; 2) связь объема смыва отложений при периодическом промыве и величины снижения горизонта воды и длительности промыва; 3) время между промывами; 4) зависимость эффекта промыва от расхода воды и насыщенности потока; 5) связь скорости движущейся гряды донных наносов с высотой гряды при нормальном подпертом горизонте и при промыве со снижением, а также при различных расходах; 6) форма кривой свободной поверхности и дна русла при промыве для различных открытий отверстий сооружений.

Изучение указанных явлений в натуре и на модели позволило нам сделать конкретные предложения для улучшения условий эксплуатации в некоторых гидроузлах и схематизировать динамику заиления, размыва и промыва наносов в бьефах с тем, чтобы дать приближенную методику их расчета.

Данная работа является примером подробного изучения русловых процессов в натуре и на модели за 20 лет эксплуатации. Составлены соответствующие рекомендации по улучшению условий эксплуатации гидроузла. Они были осуществлены в последние годы (1960—1962 гг.).

Приводим данные лабораторных исследований гидроузла, выполненных в 1953—1954 гг.¹.

КРАТКОЕ ОПИСАНИЕ УЗЛА СООРУЖЕНИЙ И РЕЗУЛЬТАТЫ ПОЛЕВЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

В целях обеспечения водозабора в деривационный канал на предгорном участке реки в 1934—1940 гг. построен узел сооружений, состоящий из разборчатой щитовой плотины, водоприемного сооружения с прилегающим к нему шестикамерным отстойным бассейном и земляной дамбы, сопрягающей щитовую плотину с левым берегом.

Плотина имеет пять пролетов по 14 м в свету. Порог ее заложен на условной отметке 71,0, т. е. 1,5—2,0 м выше средней отметки дна реки. Отверстия плотины рассчитаны на катастрофический расход 2300 м³/сек. Напор на пороге $H = 7$ м.

Водоприемное сооружение примыкает к правому устою плотины и составляет с ее осью угол в 115°, далее фронт водоприемника соединяется с правобережной подпорной стенкой. Длина порога водоприемника — 122 м, высота порога при входе — 3,90 м. Водоприемник, рассчитанный на расход 280 м³/сек, имеет двухъярусное расположение входных отверстий: 12 верхних отверстий служат для забора воды в отстойники, а 6 нижних являются промывными галереями (рис. 1).

¹ Результаты полевых исследований по формированию русла и промыву наносов верхнего бьефа гидроузла на предгорном участке реки опубликованы в «Трудах Института сооружений АН УзССР», вып. VII, 1955.

По отношению к фронту водоприемника направление промывных галерей составляет угол в 19° . Максимальная скорость в галереях при пропуске общего расхода $280 \text{ м}^3/\text{сек}$ достигает $7\text{—}9 \text{ м}^3/\text{сек}$. Отстойник рассчитан на осаждение взвешенных наносов от $0,4 \text{ мм}$ и крупнее.

Для промыва отложившихся наносов на выходном пороге отстойника в каждой камере устроено по два отверстия размерами $7,65 \times 3,4 \text{ м}$, они ведут в поперечную донную галерею грязеспуска высотой $2,5 \text{ м}$, шириной $2,5 \text{ м}$; уклон дна $0,005$. Длина грязевого канала 300 м , ширина по дну — 10 м , уклон — $0,005$. Канал отводит гидромассу в нижний бьеф плотины.

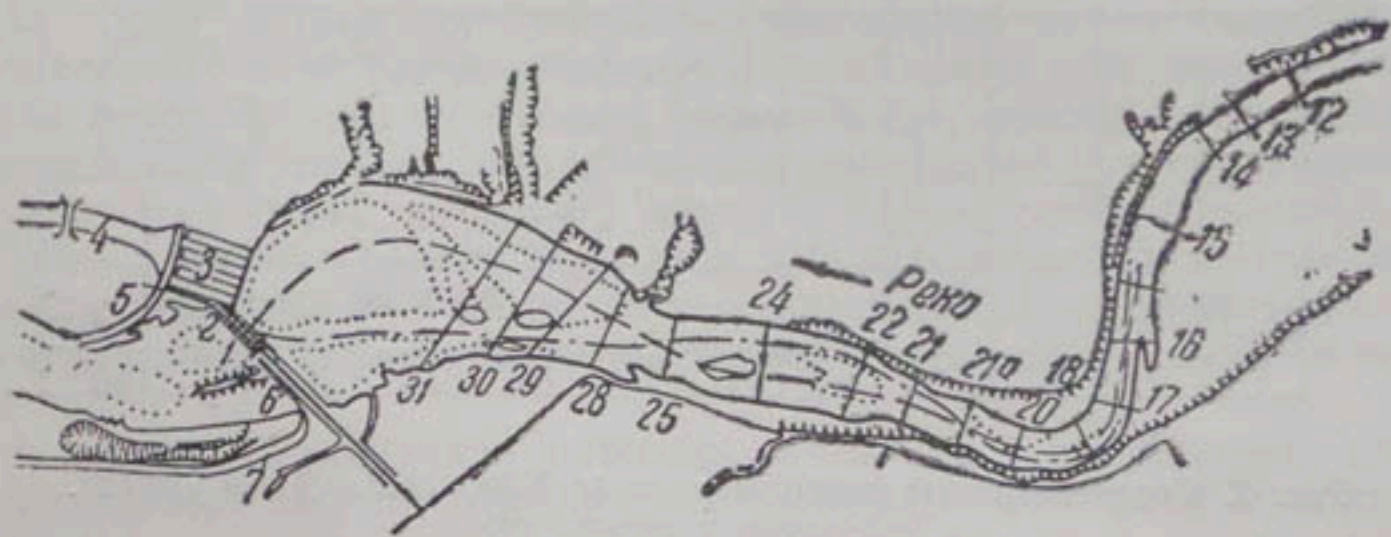


Рис. 1. План гидроузла:

1—плотина; 2—промывные галереи; 3—отстойник; 4—деривационный канал; 5—грязеспуск; 6—земляная плотина; 7—ирригационный отвод; с 12 по 31—номера поперечников.

Щитовая плотина соединяется с левым берегом земляной плотиной. На низовом откосе земляной плотины проложен бетонный лоток с заборным трубчатым сооружением, пропускающий для целей ирригации расход $5 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Анализируя опыт эксплуатации гидроузла за 20 лет, приходим к следующему заключению.

В основу компоновки гидроузла были положены идеи водозабора на естественном кривом участке реки с двухъярусным устройством водоприемника и промывных галерей и расположением плотины под углом с тем, чтобы основная масса наносов транспортировалась через отверстие плотины. Однако необходимо отметить, что при этом не учитывалось последующее переформирование русла в верхнем бьефе плотины в процессе эксплуатации гидроузла.

С созданием в реке значительного подпора и образованием широкой воронки в подводящем русле перед сооружениями (вследствие заиления верхнего бьефа) нарушалась ранее существовавшая извилистость русла на этом участке. В создавшихся новых условиях с течением времени произошли изменения в протекании потока и формировании русла, которые вызвали образование нового направления течения с меньшим шагом между меандрами (рис. 1).

В результате смещения меандры и изменения динамической оси подход потока к водоприемнику резко изменился, ухудшая условия водозабора. К концу 1949—1950 гг. поток в водоприемник поступал почти в лоб, а в 1954 г. уже наблюдался подход с левого берега, тогда как до заиления имело место равномерное поступление воды по всему фронту верхнего бьефа. Такое изменение русла обусловлено в основном созданием подпора и быстрым заилением верхнего бьефа, в результате чего наблюдается блуждание потока. На гидрографах реки, совмещенных с графиком водозабора (рис. 2), можно видеть, что на долю фронта водо-

приемника и промывных галерей приходится расход $250 + 100 = 350 \text{ м}^3/\text{сек}$ (порядка $100 \text{ м}^3/\text{сек}$ для промыва порога), а зимой полностью забирается весь расход реки. Следовательно, при средне-многолетнем расходе реки $230 \text{ м}^3/\text{сек}$ в течение года только около 3 мес. (май, июнь, июль) приходится использовать отверстия плотины для сброса излишков воды более $350 - 400 \text{ м}^3/\text{сек}$ в паводок.

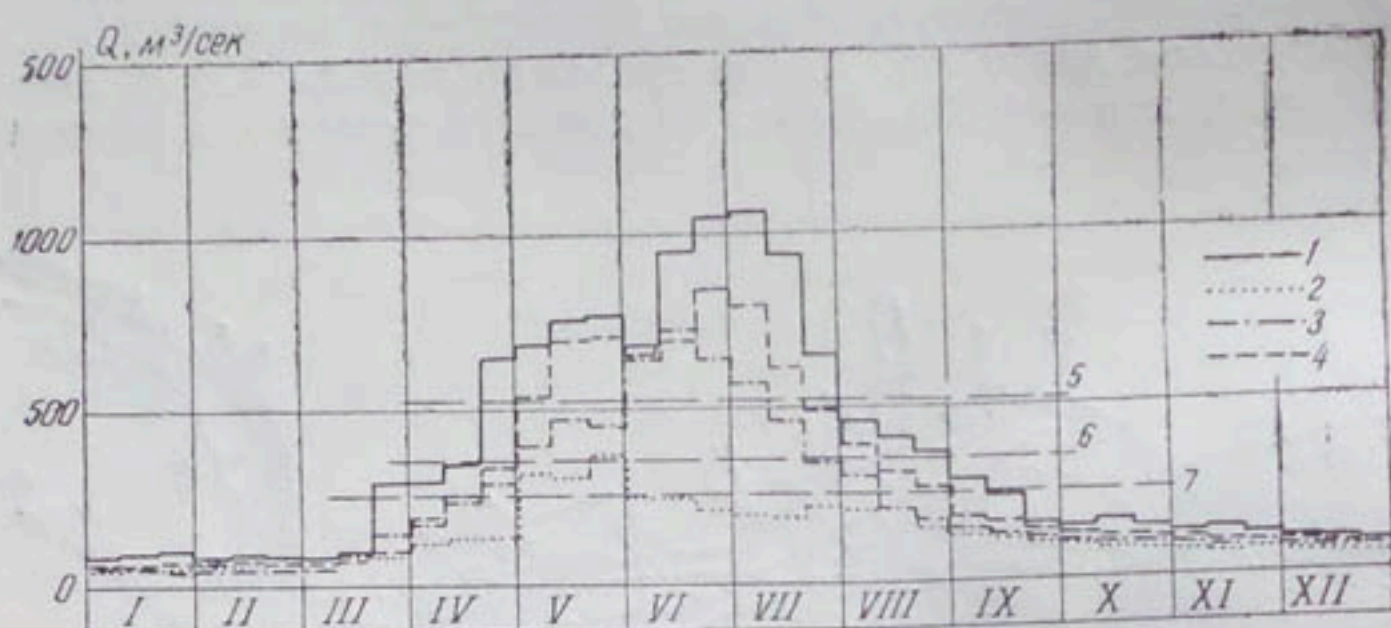


Рис. 2. Среднедекадные расходы реки за 1908, 1917, 1930 и 1949 гг. и водозабор в деривацию:

1 — 1908 г. — многоводный; 2 — 1917 г. — маловодный; 3 — 1930 г. — средний; 4 — гидрограф — 1949 г.; 5 — водоприемник + полный сброс через промывную галерею, $Q = 250 + 270 = 520 \text{ м}^3/\text{сек}$; 6 — водоприемник + сброс через промывную галерею, $Q = 350 \text{ м}^3/\text{сек}$; 7 — водоприемник, $Q = 250 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Однако значительный сброс воды можно организовать по всем промывным галереям в пределах их пропускной способности (через шесть промывных галерей можно пропустить $270 \text{ м}^3/\text{сек}$) — этим уменьшаются излишки сбросной воды через пролеты плотины, а длительность периода сбросов падает с 2—3 мес. до 1. Остальные 9—10 мес. поток так или иначе должен подойти к фронту водоприемника. Такой режим создал бы устойчивое русло, направленное к фронту водоприемника, которое необходимо было иметь в последние годы эксплуатации. Эта необходимость вызвана тем, что чаша верхнего бьефа заполняется более крупными наносами и в верхнем бьефе происходит блуждание потока.

В предыдущие годы (до регулирования русла) естественный ход формирования привел к тому, что водозабор стал лобовым и даже левобережным и наблюдалось интенсивное попадание крупных фракций наносов в отстойник; это вызывало частые промывы их, влияющие на режим работы ГЭС.

Таким образом, компоновка водозабора на кривом участке без учета последующих изменений гидравлического режима верхнего бьефа привела к тому положению, что основной поток подходил к узлу с противоположного левого берега. В формировании русла реки в верхнем бьефе решающим фактором явилась работа узла сооружений в условиях часто повторяющихся малых расходов реки, а не экстремальные паводковые расходы. Наоборот, значительные максимальные расходы (паводок 1949 и 1959 гг.) лишь ускоряли упомянутые выше процессы в формировании реки, которые происходили после возведения сооружений.

В связи с подходом крупных наносов, особенно в период больших расходов в реке, продолжение естественного формирования верхнего бьефа без регулирования руслового участка при подходе к сооружениям вызвало дальнейшие осложнения в работе узла — ухудшились условия водозабора и промыва наносов. Для предотвращения этих затруднений

необходимо было зарегулировать подходной участок реки, пользуясь принципом прямого подвода основного потока к водоприемным сооружениям при малой кривизне в пределах эффективного действия периодического промыва наносов верхнего бьефа со значительным снижением горизонта воды. Это было достигнуто путем постепенного сжатия русла верхнего бьефа с помощью устройства шпор, причем левый берег на длине около 1 км должен быть защищен продольной дамбой. В результате был закрыт существующий левый проток, защищен левый берег от возможных размывов и восстановлен средний проток, существовавший в 1945—1946 гг. Малая кривизна необходима для устойчивости создаваемого прямого подхода.

Во время зимней эксплуатации узла подход потока — лобовой или криволинейный — не имеет существенного значения при борьбе с шугой, так как основное противошуговое мероприятие производится в канале с пропуском шуги через водоприемник и дальнейшим транспортированием ее к верхнему деривационному каналу. После регулировочных работ необходимо ввести в режим эксплуатации периодический промыв наносов из верхнего бьефа. Это обеспечит создание глубокого подходного русла в период межени и зимой для частичной аккумуляции шуги в верхнем бьефе.

В период прохождения паводков желательно применение особых конструктивных мероприятий, не допускающих попадания мусора в деривацию.

Таким образом, принципиальным является вопрос подвода воды к водоприемнику.

В инструкции по эксплуатации гидроузла раньше указывалось, что при увеличении расхода с 250 до 400 м³/сек излишки сбрасываются через клапаны главных затворов (4—5-е отверстия) в левой части плотины, а при наличии мусора — через клапан первого отверстия плотины. При расходе свыше 400 м³/сек сброс воды производился через главные затворы плотины с одновременным периодическим промывом наносов через промывные галереи. Только при расходах свыше 800 м³/сек в работу постоянно включаются промывники. Конечно, такой режим работы узла оттянул основной поток в сторону плотины по прямому короткому пути, где у плотины имеется более значительный спад горизонта воды, чем перед водоприемником. Поэтому в данных условиях поток откладывал свои основные наносы в протоках, идущих к водоприемнику; тем самым усилилось образование острова в средней части водоема и основное течение потока стало левобережным по старому глубокому руслу обводного канала.

Принятая схема работы гидроузла, естественно, вызывала затруднения в эксплуатации, а дальнейшее занесение чаши более крупными наносами с блужданием потока сильно усугубляло это положение. Указанная эксплуатация гидроузла обусловлена тем, чтобы в нижнем бьефе не допустить свала потока к правому берегу и тем самым предотвратить подмыв дамбы грязеспуска. Такая опасность усиливалась при работе правыми пролетами плотины и отверстиями промывных галерей. Подмыв дамбы происходил часто, и поэтому периодически производилось ее крепление.

Характер протекания потока в нижнем бьефе по съемкам 1954 г. показан на рис. 3, а план русла нижнего бьефа в горизонталях — на рис. 4. При совместном рассмотрении этих рисунков видно, что оттягивание потока в нижнем бьефе влево через остров только открытиями левых пролетов плотины не дало желаемого эффекта: поток все же прижимался к правой дамбе грязевого канала, что требовало ее креп-

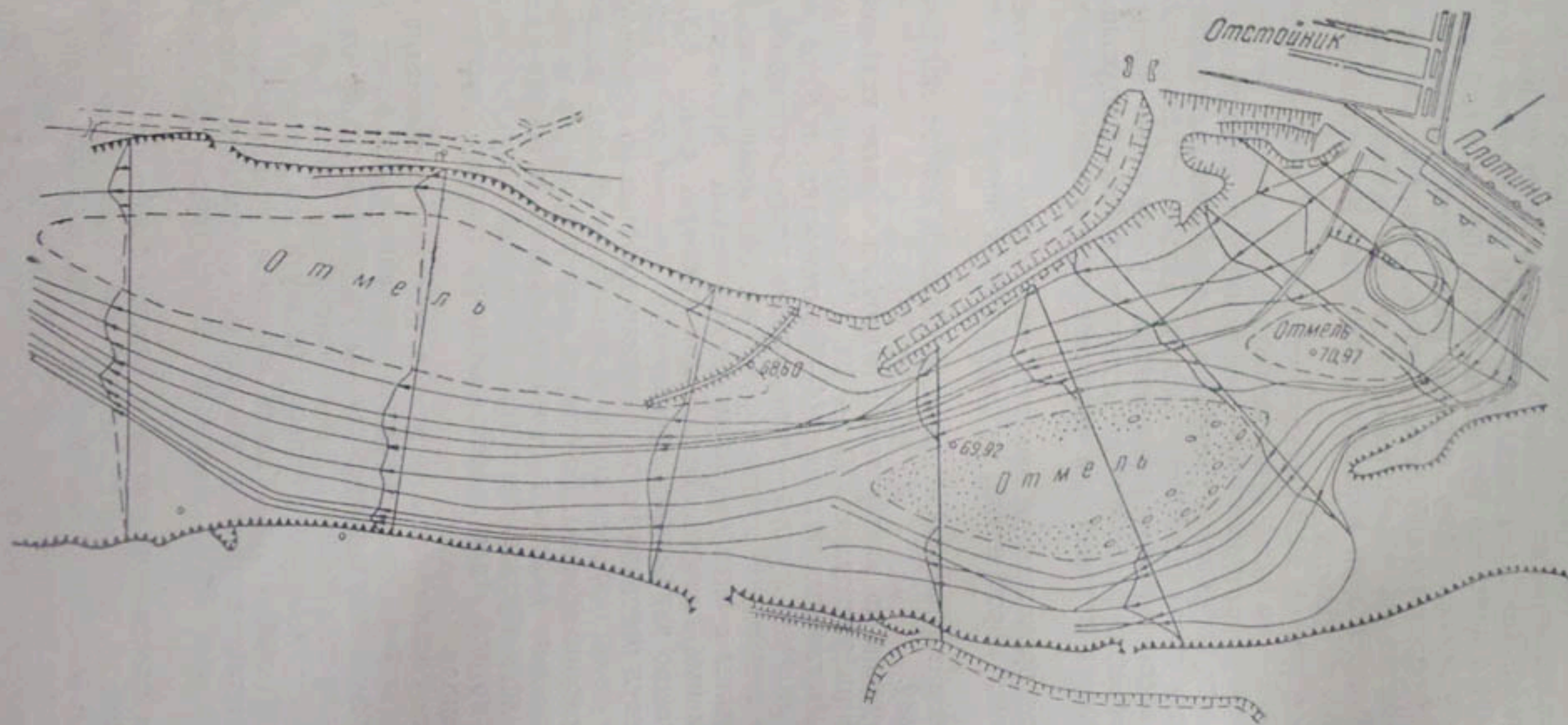


Рис. 3. План движения поплавков в нижнем бьефе плотины 20—21 мая 1953 г.

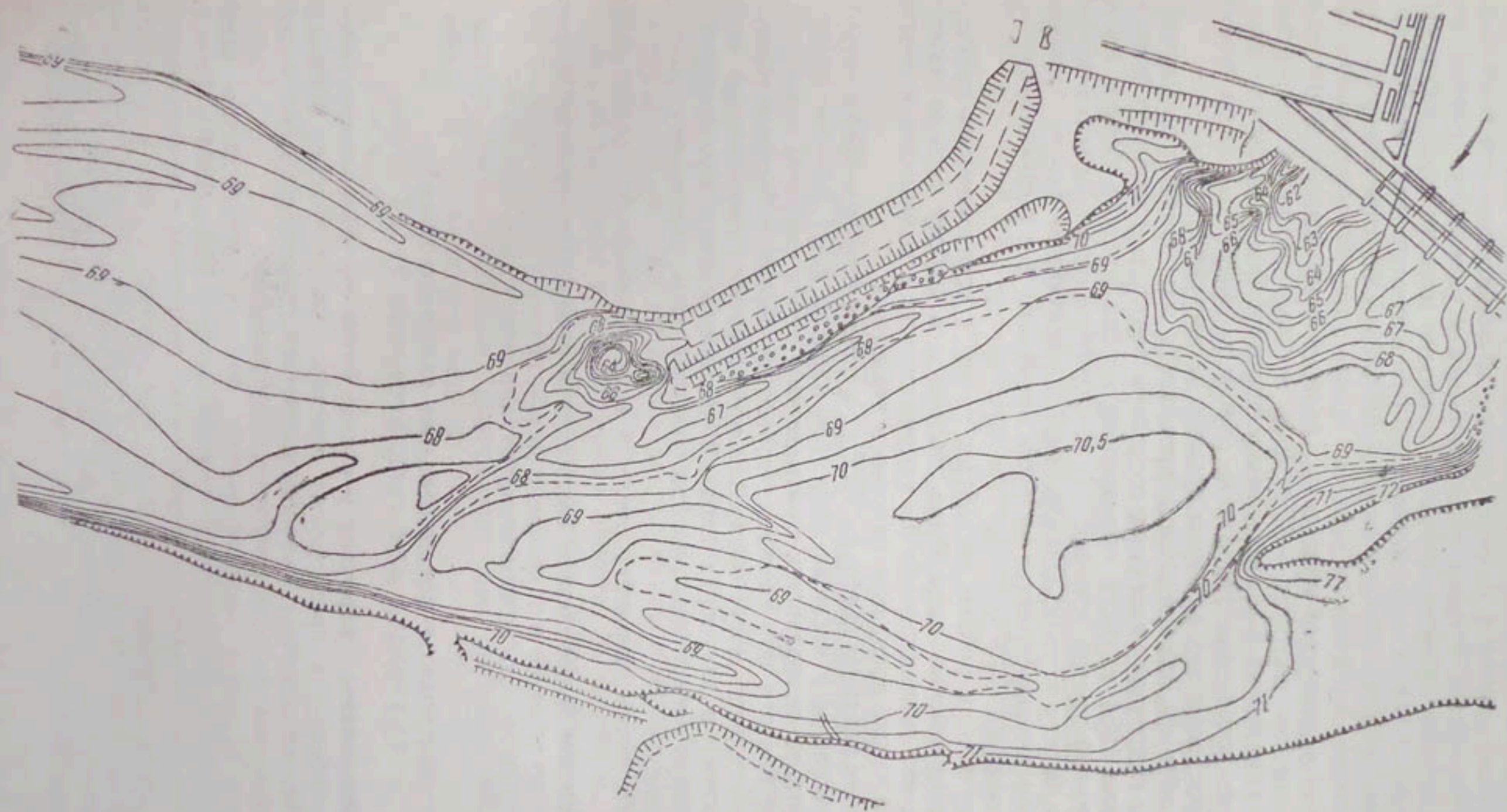


Рис. 4. План русла нижнего бьефа в горизонталях по съемке 21. IX 1954 г.

ления. Для создания наилучшего направления потока возникала необходимость устройства прорези через остров в нижнем бьефе с расположением отвалов камней в сторону дамбы, в дальнейшем это было осуществлено. Расчистка острова нижнего бьефа и укрепление дамбы грязевого канала дали возможность более свободно маневрировать сбросными отверстиями сооружений гидроузла. Такое мероприятие необходимо было провести в целях улучшения условий работы верхнего бьефа.

Наибольшие глубины в нижнем бьефе (рис. 4) образовались непосредственно у отверстий промывных галерей с минимальной отметкой 62 м, а за щитами плотины — 67 м, т. е. местный размыв у отверстий промывных галерей на 5 м ниже, чем у плотины. В данном случае сброс наносов через промывные галереи не опасен в смысле занесения порога снизу, которое, вероятно, в скором времени не наступит.

Таким образом, необходимость проведения мероприятий по улучшению работы гидроузла зависит от состояния верхнего и нижнего бьефов.

В апреле 1954 г. была произведена срезка правого берега перед входом в правый проток (см. рис. 17) для направления основного потока по правому берегу к узлу. Однако при существующем тогда режиме эксплуатации это мероприятие не было оправдано без выправления русла к этому месту.

Для улучшения работы отстойных камер с установлением третьего агрегата своевременно надо было включить в работу первую камеру отстойника, что ликвидировало бы напряженность в водоподаче и частые промывки, а также попадание наносов в деривацию.

Состояние верхнего бьефа на 1960 г., а также нижнего бьефа затрудняло проведение эффективных промывов наносов из-за наличия береговых протоков, не позволявших смыть наносы перед фронтом водоприемника. Такие протоки при снижении горизонта верхнего бьефа в межени очень нежелательны: могут образоваться встречные поперечные токи (мертвые зоны) и закупорка входной части отверстия водоприемника.

Анализируя работу гидроузла за прошлые годы, приходим к следующим выводам:

- а) необходимо выправить русло в верхнем бьефе на длине около 800 м;
- б) в нижнем бьефе должен быть сделан прокоп для прямого выхода потока вниз по течению и закреплена дамба грязеспуска;
- в) нужно изменить режим эксплуатации гидроузла.

МОДЕЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ВЕРХНЕГО БЬЕФА ГИДРОУЗЛА ДЛЯ РЕГУЛИРОВАНИЯ РУСЛА

О моделировании гидроузла и русла. Река, где расположен головной узел, относится к предгорному участку. Гидравлические элементы потока, а также размеры наносов, слагающих ложе реки, позволили проектировать модель по геометрическому подобию.

В основу методики моделирования принято предложение проф. И. В. Егiazарова¹, под руководством которого в 1930—1934 и 1945 гг. были произведены модельные исследования гидроузла с прилегающими участками русла. Масштаб модели был принят 1:100, а крупность наносов смоделирована в масштабе 1:(30—36), чтобы обеспечить подобие кинематики придонного слоя модели и природы, т. е. чтобы на модели придонный слой лежал в квадратичной зоне сопротивления.

¹ И. В. Егiazаров. «Моделирование горных потоков, влекущих донные наносы», ДАН АрмССР, 1948, т. VIII, № 5.

Не останавливаясь подробно на методике моделирования проф. И. В. Егiazарова, ограничимся сравнением результатов, полученных на модели, и натурных данных.

На рис. 5 даны интегральные кривые фракционного состава наносов по многолетним данным натурных измерений по различным гидрометрическим постам (кривая I и II) со средним диаметром $d_I = 38$ мм и $d_{II} = 28,7$ мм. На том же графике нанесена кривая фрак-

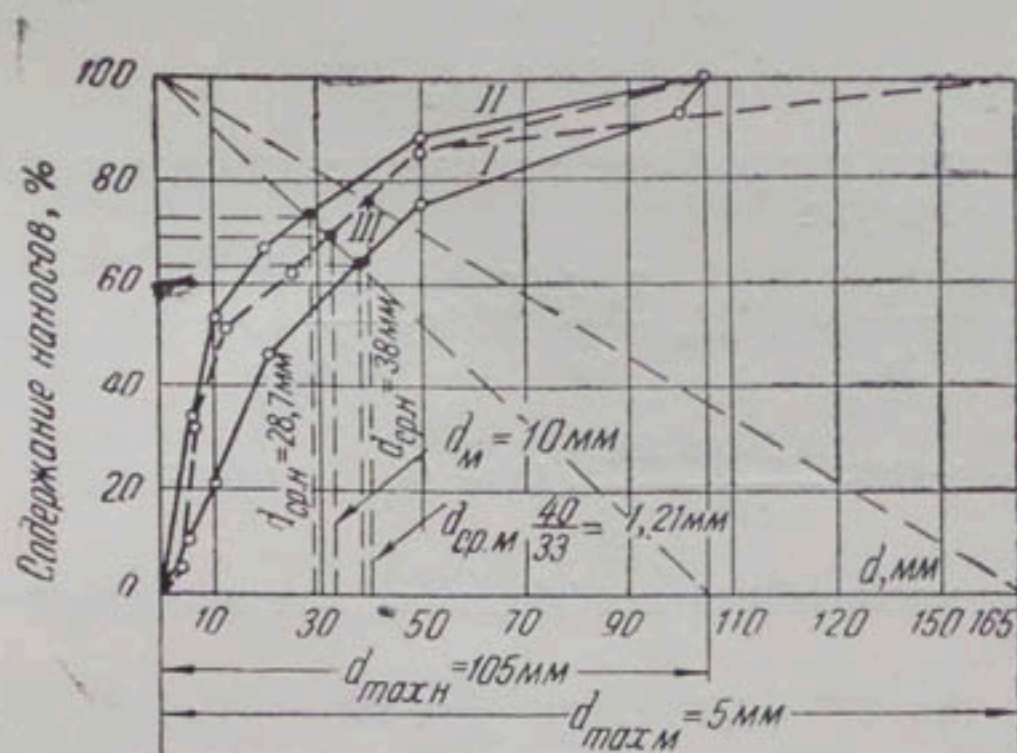


Рис. 5. Кривая фракционного состава влекомых наносов (I и II) в верхнем бьефе плотины (в натуре) и модельного песка (III) при $\alpha_d = 33$ и $\alpha_1 = 100$.

ционного состава модельного песка (кривая III) со средним диаметром $d_{ср} = 1,21$ мм, подобранного с масштабом 1:36. Максимальная крупность песка на модели принята 5—6 мм.

По натурным исследованиям было установлено, что в реке (в районе гидроузла) движение донных наносов начинается при расходах около 400—450 м³/сек. Следовательно, на модели мы должны иметь соответствие этого движения наносов, т. е. при $q_m = 4,45$ л/сек подобраный песок должен перемещаться, что и было получено нами на модели.

Ниже для поперечника 21 верхнего бьефа приводятся гидравлические элементы потоков, измеренных при расходе 465 м/сек для натуры и 4,6 л/сек для модели:

	Отметка г. в.	Q	I	ω	χ	R	B	$h_{ср}$	$v_{ср}$	$d_{ср}$	$\frac{R}{d_{ср}}$
Натура, м	79,5	465	0,00248	244	137,5	1,77	136	1,77	1,9	38	46,5
Модель, см	79,8	4,6	0,00241	245,6	135,4	1,80	128,6	1,83	18,8	1,21	14,85

Проверка полученных результатов опытов приводится ниже.

Коэффициенты сопротивления модельного и натурального потоков на основании вышеприведенных цифровых данных будут:

$$\lambda_m = \frac{2gR_m I_m}{v_{ср. м}^2} = \frac{19,62 \cdot 1,80 \cdot 0,00241}{(18,8)^2} = 0,0239,$$

$$\lambda_n = \frac{19,62 \cdot 1,77 \cdot 0,00248}{(1,9)^2} = 0,024.$$

Следовательно, $\lambda_m \approx \lambda_n$, т. е. соблюдено подобие кинематики придонного слоя обоих потоков. Это условие получилось при искажении относительной шероховатости модельного потока примерно в 3 раза, т. е.

$$\left(\frac{R}{d_{cp}}\right)_n : \left(\frac{R}{d_{cp}}\right)_m \approx 3.$$

И. В. Егiazаров масштабное искажение для наносов β предлагает определять по формуле

$$\beta = \frac{\lambda_m}{\lambda_n} = (2g)_m \frac{R_m I_m}{v_m^2} \left[4 \lg \left(\frac{R}{d_{cp}}\right)_n + 4,68 \right]_n^2,$$

откуда

$$\beta = 1962 \cdot \frac{1,8 \cdot 0,00241}{(18,8)^2} \cdot [4 \lg 46,5 + 4,68]^2 \approx 3.$$

Таким образом, масштабный коэффициент для наносов составит

$$\alpha_d = \frac{\alpha_1}{\beta} = \frac{100}{3} = 33.$$

Крупность наносов на модели будет

$$d_{cp, m} = \frac{d_{cp, n}}{\alpha_d} = \frac{38}{33} = 1,15 \text{ мм.}$$

При этом явление донного влечения наносов остается в пределах области квадратичного сопротивления, для которой $\lambda_m = \lambda_n$.

Было ли соблюдено условие квадратичного сопротивления, необходимо проверить по числам Рейнольдса.

Число Рейнольдса для модели —

$$Re_m = \frac{v_{cp, m} R_m}{\nu} = \frac{18,8 \cdot 1,8}{0,0101} = 3350.$$

Определим d_{max} (абсолютную величину выступа шероховатости) из следующего уравнения:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_m}} = 4 \lg \frac{R_m}{d_{max}} + 4,68,$$

$$\frac{1}{\sqrt{0,0239}} = 4 \lg \frac{R_m}{d_{max}} + 4,68,$$

откуда

$$\frac{R_m}{d_{max}} = 3,16; \quad d_{max} = \frac{1,80}{3,16} = 0,57 \text{ см} = 5,7 \text{ мм.}$$

Тогда

$$Re_{kv} = 63,5 \cdot 3,16 \cdot \frac{1}{0,0239} = 1340.$$

Таким образом, принятые на модели диаметры наносов $d_{cp} = 1,21 \text{ мм}$ и $d_{max} = 5 \div 6 \text{ мм}$ вполне обеспечивают подобие турбулентной структуры потока.

Кроме того, для квадратичной зоны должно быть соблюдено условие

$$\frac{v_{*m} d_{\max}}{\nu} > 45, \quad (a)$$

где

$$v_{*m} = \sqrt{g R_m I_m} = \sqrt{981 \cdot 1,8 \cdot 0,00241} = 2,06 \text{ см/сек},$$

т. е.

$$\frac{2,06 \cdot 0,5}{0,0101} = 102 > 45.$$

С другой стороны, для гладкого дна толщина ламинарного и переходного к турбулентному слоя равна $\delta'_m = \frac{30 \cdot \nu}{v_*} = \frac{30 \cdot 0,0101}{2,06} = 1,47 \text{ мм} < 5 \div 6 \text{ мм}$. Из этих зависимостей наглядно видна связь d с величиной δ' и значение коэффициента искажения крупности наносов для модели. В этой связи из условия (a) можно определить

$$(d_{\min})_{\text{кр}} = 45 \frac{\nu}{v_*}$$

или

$$(d_{\min})_{\text{кр}} = 45 \frac{0,0101}{2,06} = 0,22 \text{ см} = 2,2 \text{ мм}.$$

Это означает

$$(d_{\min})_{\text{кр}} \simeq 6 \delta = 1,5 \delta' = 1,5 \frac{30 \cdot \nu}{v_*} = 45 \frac{0,0101}{2,06} = 2,2 \text{ мм} < 5 \div 6 \text{ мм}.$$

Следовательно, предельная крупность наносов, которая на модели обеспечивает вполне развитую квадратичную зону, должна быть не меньше 2,2 мм. В нашем случае крупность наносов составляет 5÷6 мм.

Ниже даны элементы потока для модели и природы и характеристика масштабного искажения наносов для расхода 520 м³/сек:

	Q	I	ω	γ	R	B	$h_{\text{ср}}$	$v_{\text{ср}}$	λ	β	v_*	$d_{\text{ср}}$
Нату- ра	530 м³/сек	0,0029	271,0 м²	186 м	1,9 м	138 м	1,99 м	1,95 м/сек	0,00768	2,85	23,3 см/сек	38 мм
Мо- дель	5,2 л/сек	0,00291	258,75 см²	181 см	1,92 см	128 см	2,03 см	20,2 см/сек	0,0269		2,35 см/сек	1,09 мм

При $\beta = 2,85$; $\alpha_d = \frac{\alpha_1}{\beta} = \frac{100}{2,85} = 35$ имеем

$$d_{\text{ср.м}} = \frac{d_n}{\alpha_d} = \frac{38}{35} = 1,09 \text{ мм},$$

$$\delta'_m = \frac{30 \nu}{v_*} = \frac{30 \cdot 0,0101}{2,35} = 1,28 \text{ мм},$$

$$(d_{\min})_{\text{кр}} = 45 \frac{\nu}{v_*} = 45 \frac{0,0101}{2,35} = 1,94 \text{ мм},$$

$$Re_m = \frac{v_{cp} R}{\nu} = \frac{20,2 \cdot 2,03}{0,0101} = 4060 > 63,5 \frac{2,03}{0,5} \frac{1}{\sqrt{0,0269}} = 1570$$

при $(d_{min})_{kv} = 1,94$,

$$Re_{kv} = \frac{63,5 \cdot 2,03}{0,194 \sqrt{0,0269}} = 4050 \approx Re_m = 4060.$$

Таким образом, масштаб наносов равен $d_m = \frac{38}{1,15-1,09} \approx 33-35$ (при масштабе модели $\alpha_1 = 100$).

Максимальное удельное содержание донных наносов для больших паводковых расходов на модели при формировании верхнего бьефа принято $0,5 \text{ г/л}$. Эта величина для реки является большой.

Формула И. В. Егiazарова¹ для $Q = 530 \text{ м}^3/\text{сек}$ дает следующее удельное содержание наносов:

$$p'' = \frac{g''}{\gamma q'} = k I'^{1/3} \frac{\gamma}{\gamma_n - \gamma} \cdot \frac{R}{d_{cp}} \left[1 - f \frac{\gamma_n - \gamma}{\gamma} \cdot \frac{d_{cp}}{R} \right] B;$$

$$p'' = 0,5 \cdot (0,0029^{1/3}) \cdot \frac{1}{2,65-1} \cdot \frac{1,9}{0,038} \left[1 - \right. \\ \left. - 0,06 \frac{2,65-1}{1} \cdot \frac{0,038}{1,9} \right] \cdot 136 \approx 0,3 \text{ г/л}.$$

Большое содержание донных наносов ($0,5 \text{ г/л}$) в потоке для больших паводковых расходов принято для того, чтобы ускорить процесс формирования подпертого русла верхнего бьефа, что не отражается на результатах исследований. Кроме того, нами не моделируются взвешенные наносы, достигающие до 2 г/л , за счет которых тоже происходит переформирование русла верхнего бьефа.

Необходимо отметить, что в течение 20 лет эксплуатации заиленный верхний бьеф имеет определенное уплотнение. Это уплотнение наносов тем сильнее, чем чаще меняется режим потока и наносов (неустановившийся характер режима наносов) в русле верхнего бьефа и особенно в зоне, близкой к сооружениям. Это явление не может быть смоделировано и изучено на модели, что затрудняет получение количественной оценки данных модельных исследований. Поскольку целью исследований является выработка эксплуатационных мероприятий для улучшения условий водозабора и работы отдельных сооружений, то для нас важна качественная сторона изучаемого вопроса: последняя вполне может быть рассмотрена на модели, и результаты исследований могут лечь в основу проектирования русловыправительных сооружений.

Описание модели русла. Поскольку верхний бьеф гидроузла к моменту исследования² был занесен примерно на 80%, т. е. около 35—50% стока донных наносов транспортировалось в нижний бьеф, то условия протекания потока приближались к бытовым, что учтено в опытах.

Ко времени исследования гидроузла на модели была произведена съемка поверхностных струй потока в верхнем и нижнем бьефах и сняты мгновенные уровни для ряда расходов натуре. Данные гранулометри-

¹ Формула И. В. Егiazарова дает предельное удельное содержание донных наносов, которое поток еще в состоянии нести. Для расхода $800 \text{ м}^3/\text{сек}$ по этой формуле получаем примерно $0,5 \text{ г/л}$.

² К периоду исследований (1953—1954 гг.) гидроузел существовал 14 лет.

ческого состава отложившихся наносов, взятых из отмелей еще при снижении горизонта воды в паводок 1949 г., служили характеристикой на модели, а результаты измерений наносов по количеству и составу за ряд лет по гидрометстанциям Ходжикентской и Чарвакской использовались для выбора состава модельного песка. Отсутствие данных, точно характеризующих транзит наносов в натуре в нижний бьеф, не позволило точно установить количество наносов на модели. Поэтому не удалось установить баланс пущенных и уловленных наносов и определить

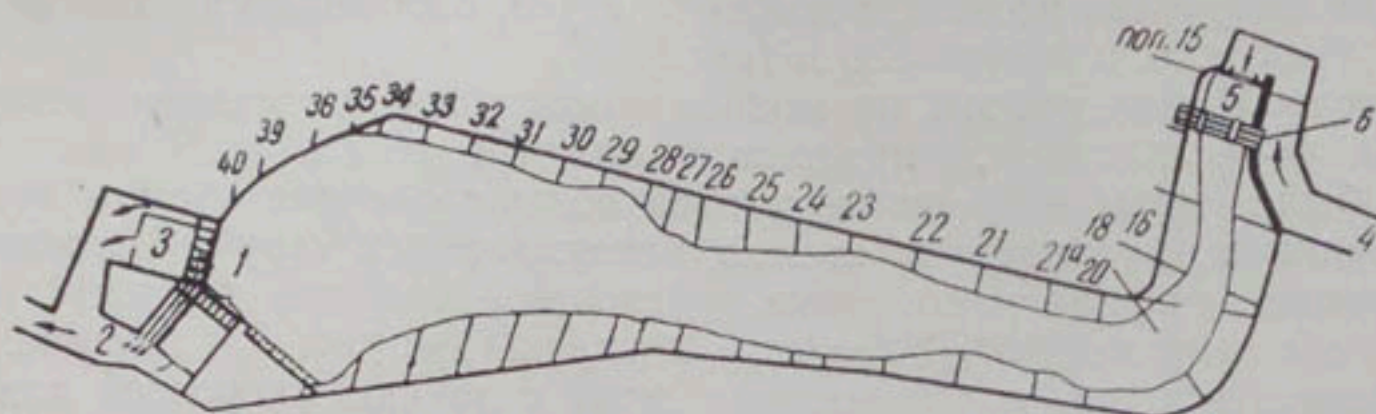


Рис. 6. План модели гидроузла:

1—плотина; 2—промывные галереи; 3—отстойник; 4—подводящий лоток; 5—успокоитель;
6—место подачи наносов.

удельное содержание наносов в потоке для характерных расходов реки на модели; трудно было проверить принятое выше удельное содержание наносов — $0,5 \text{ кг/м}^3$ путем установления баланса наносов; правда, мы к этому и не стремились, так как это привело бы к последней стадии работы гидроузла, т. е. к полному занесению верхнего бьефа на модели, которое в натуре еще не существует. Поэтому, имея съемку поперечных профилей за ряд лет, мгновенных горизонтов для характерных расходов и величину поверхностных скоростей по створам верхнего бьефа последних лет, а также характеристику наносов, ограничивались сопоставлением их с такими же данными на модели.

Модель была выполнена в масштабе 1 : 100. Общая длина модели — 30 м (рис. 6). Длина рабочей части доходит до поперечника 16 и равна 22,54 м. Этот участок включает в себя поворот реки на 90° вправо вверх по течению. Участок реки от поп. 20 до поп. 16 является более узким и представлен одним руслом. Основное переформирование русла верхнего бьефа зависит от течения реки при выходе ее за поворотом, т. е. поток постоянно прижимается к левому конгломератному крутому берегу на повороте и при выходе из этого поворота в более широкую часть русла растекается, разбиваясь на два протока: правобережный — основной и левобережный — второстепенный. Далее, на поперечниках 25 и 27 имеется пережат, направленный в сторону левого берега, и поток опять разбивается на два протока: на левобережный — основной и правобережный — второстепенный. Таким образом, поворот реки между поперечниками 20 и 16 определяет направление течения и основной процесс переформирования русла при различных расходах воды. Наносы подавались выше поп. 16, и поворот русла ниже этого створа естественно регулировал распределение их по сечению и длине реки.

Русло модели было предварительно выложено из песка, подобранного по поперечникам согласно съемке 1953 г. При этом остров перед сооружением в широкой части русла верхнего бьефа был выложен из мелкого песка.

Для измерения и улавливания наносов устроили отстойники, снабженные мерными водосливами, причем промывные галереи в нижнем бьефе попарно соединялись и образовывались три отстойника для уста-

новления эффективности их работы в отдельности. Шестая камера отстойника была отделена от остальных для учета воды; через нее в эксплуатацию часто организовывался сброс при промыве верхнего бьефа.

Первая серия опытов — при существующем положении верхнего бьефа

Для получения модели, подобной натуре, был подан расход на модели $5,2 \text{ л/сек}$, т. е. в натуре $520 \text{ м}^3/\text{сек}$.

После 34 час. работы на модели замечалось поступление наносов в нижний бьеф плотины, продолжительность опыта — 46 час. После опыта были сняты мгновенные уровни воды и сделана съемка русла по поперечникам, произведена съемка поверхностных струй. Совмещенные продольные профили мгновенных горизонтов воды при расходах натуры $530 \text{ м}^3/\text{сек}$ и на модели ($5,2 \text{ л/сек}$) показаны на рис. 7, а на рис. 8 и 9 представлены планы поверхностных струй с эпюрой скоростей для натуры и модели.

Совмещенные поперечные профили натуры и модели за ряд лет имеют достаточно близкое совпадение. Гидравлические элементы потока для поперечника 21 были приведены выше.

Как видно из совместного рассмотрения полученных материалов, а также наблюдений за движением наносов на модели, имеется достаточно хорошее совпадение. Величина поверхностных скоростей, уклон, конфигурация в плане русла и протекание потока удовлетворительно отражают действительную картину натуры. Следовательно, принятая методика моделирования правильна.

Деформация русла верхнего бьефа при пропуске ступенчатого гидрографа реки. С целью изучения протекания потока и деформации русла при различных паводковых расходах мы пропустили на модели гидрограф реки, представленный на рис. 10.

Максимальный расход был принят $1500 \text{ м}^3/\text{сек}$ и пропускался гораздо дольше, чем наблюдалось в натуре. Это было сделано для изучения характера движения наносов и возможности более сильного изменения русла, чем существующее в натуре. Особенно желательно было разработать правобережный проток¹. Однако поток не мог разработать правобережное русло; наоборот, наблюдалась тенденция потока закрыть это русло и разработать левый проток при подходе к узлу. С уменьшением расхода воды до $600 \text{ м}^3/\text{сек}$ восстановилось прежнее протекание потока, а также заметно улучшилось протекание потока на правобережном протоке. При последовательных съемах поверхностных струй для расходов $1500, 1300, 1000, 800$ и $500 \text{ м}^3/\text{сек}$ и их сравнении с опытом 1 при расходе $520 \text{ м}^3/\text{сек}$ отмечалось, что в протекании потока после опыта есть сходство с протеканием после паводка. Восстановление прежнего течения потока произошло благодаря изгибу реки между поперечниками 16—20, с одной стороны, и наличию постоянного подпертого горизонта у плотины — с другой, которые регулируют протекание потока на этом участке. Вследствие этого в паводок в верхнем бьефе не должно происходить сильных изменений динамической оси потока, если не будут размываться берега.

Всякое блуждание потока происходит при расходах меньше $500 \text{ м}^3/\text{сек}$ во время спада паводка и зависит от величины, интенсивности подъема и спада прошедшего паводка. Например, при постоянном

¹ Некоторые специалисты утверждали, что можно восстановить это русло.

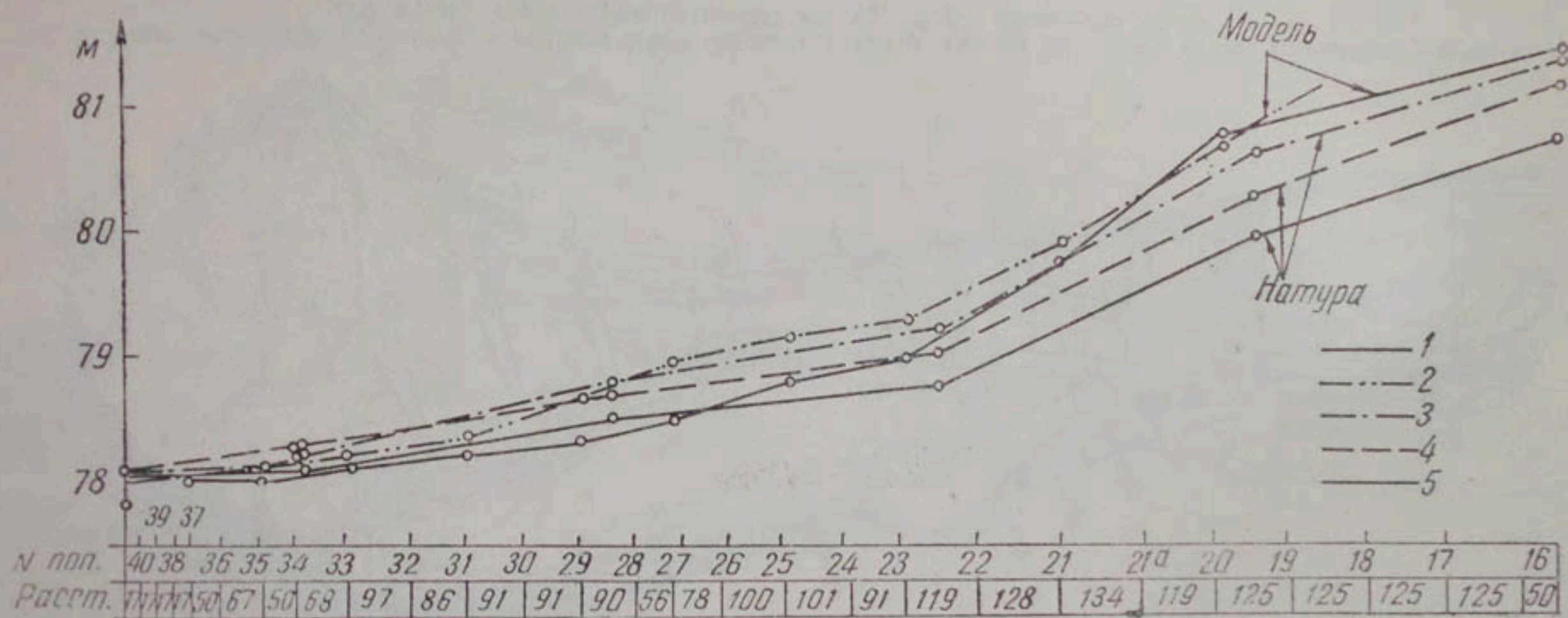


Рис. 7. Совмещенный продольный профиль мгновенных горизонтов воды по верхнему бьефу в натуре и модели:

модель: 1— $Q=450 \text{ м}^3/\text{сек}$; 2— $Q=520 \text{ м}^3/\text{сек}$; натура: 3— $Q=530 \text{ м}^3/\text{сек}$; 4— $Q=465 \text{ м}^3/\text{сек}$; 5— $Q=330 \text{ м}^3/\text{сек}$.

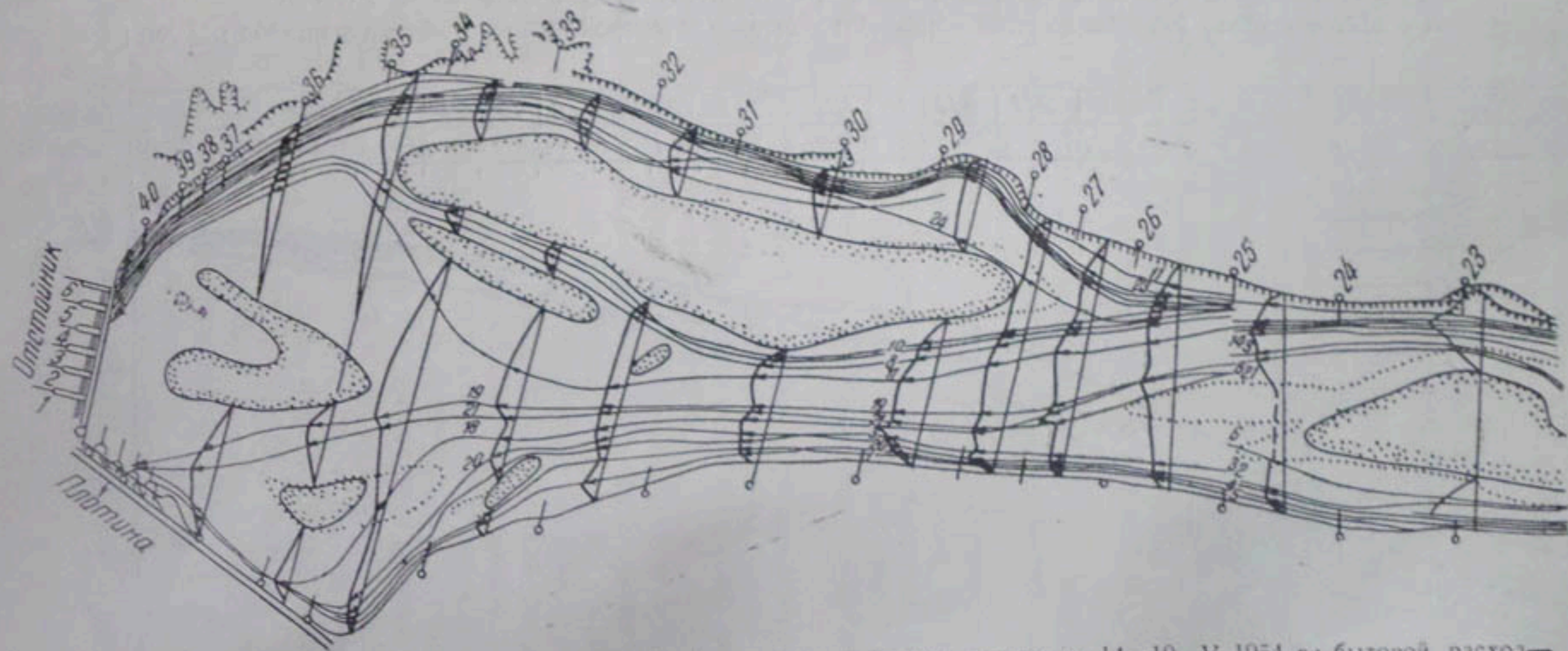


Рис. 8. План движения поплавков в верхнем бьефе плотины в натуре; съемка за 14—19. V 1954 г.; бытовой расход— $520 \text{ м}^3/\text{сек}$; сброс через щиты— $292 \text{ м}^3/\text{сек}$; забор в канал— $228 \text{ м}^3/\text{сек}$.

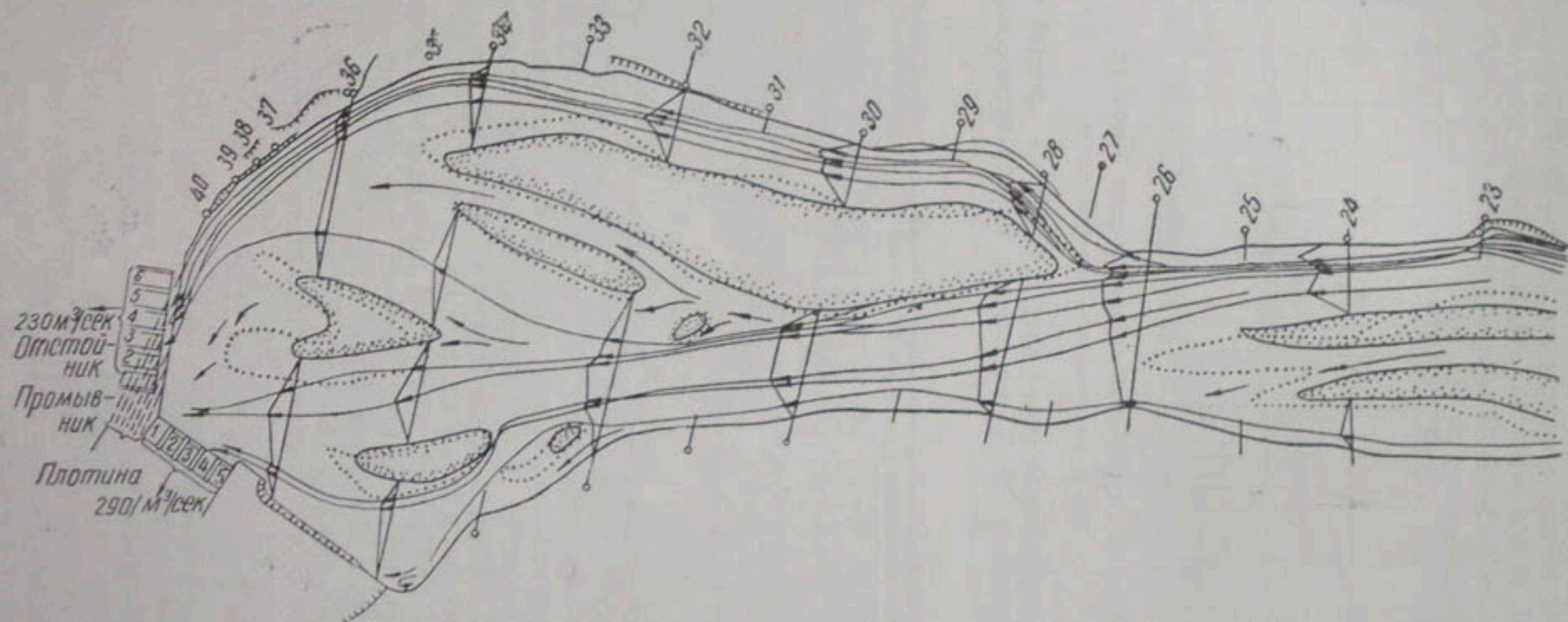


Рис. 9. План движения поплавков в верхнем бьефе плотины на модели, опыт 1—5, $Q = 520 \text{ м}^3/\text{сек}$, сброс через щиты — $292 \text{ м}^3/\text{сек}$, забор в канал — $228 \text{ м}^3/\text{сек}$.

увеличении расхода воды на модели от 520 до 1500 м³/сек, согласно модельному гидрографу, наблюдали значительные изменения на модели. На повороте между поперечниками 18—20 остров уменьшался за счет затопления и его концевая часть в виде косы соединялась (на поп. 21) с большим гравелистым островом в виде переката. Поток с

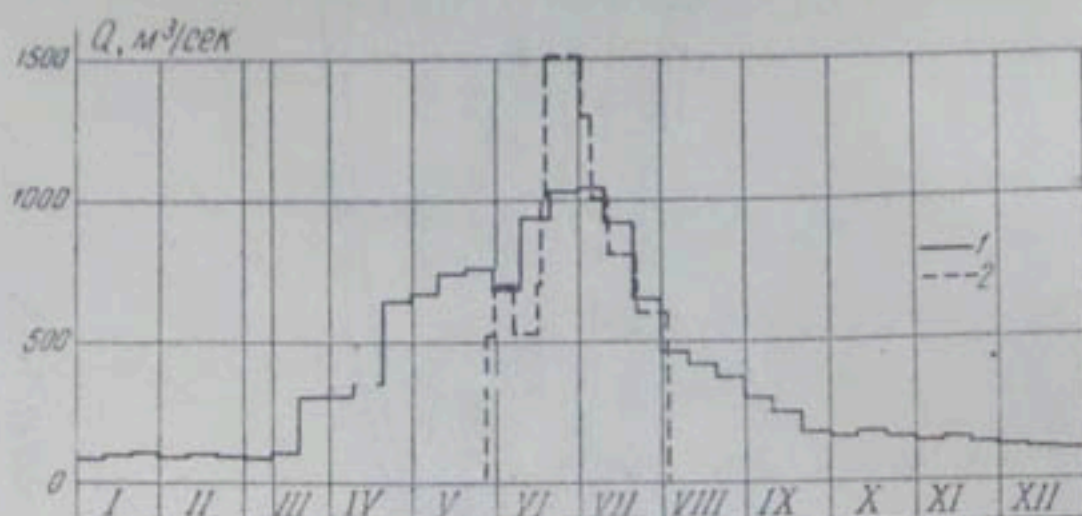


Рис. 10. Ступенчатый гидрограф реки и модели:

1—1908 г. — многоводный; 2—гидрограф модели.

левого берега устремлялся через этот перекат на правый берег. Удар потока с поперечников 22—23 на правом берегу перемещался вниз по

Таблица 1

Номер поперечника	Скорость влекаемых наносов					Скорость рифелей					Поверхностная скорость потока				
	длина пути l	глубина $H_{ср}$	$d_{ср}$	$t_{ср}$ сек.	$v_{ср}$ см/сек	номер поперечника	длина пути l	$H_{ср}$	$t_{ср}$ сек.	$v_{ср}$ см/сек	номер поперечника	длина пути l	$H_{ср}$	$t_{ср}$ сек.	$v_{п\ ср}$ см/сек
	см						см					см			
24—25	100	4,5	2,25	9,5	10,5	29—30	8,2	4,0	180	0,045	24—25	100	4,5	2,5	40
											29—31	170	3,8	5,0	34

течению к поперечникам 24—25. Весь большой остров между поперечниками 21—25 затоплялся водой. Вход левобережного протока на поперечнике 21 сильно заносился; так же заносился вход в правобережный проток. Центральный проток изменял свое направление, т. е. получал большее развитие и прижимался влево, вследствие чего левый проток сузился. Вход в правобережный проток, благодаря завалу наносами, переместился от поперечника 27 к 30.

При расходе 1500 м³/сек (15 л/сек) на самом узком месте (поп. 16) наносы двигались почти по всей ширине: при ширине русла по урезу 72 м ширина полосы движения наносов оказалась 61 м. Максимальный диаметр влекаемых наносов равнялся 5,5 мм. При этом средняя глубина русла составляла 6 м и средняя поверхностная скорость — 4,52 м/сек. Скорость на повороте у левого берега (между поп. 18—20) была 4,47 м/сек, при глубине потока $H_{\max} = 11$ м.

На поп. 21 при ширине русла по урезу воды 137 м ширина полосы движения наносов оказалась 90 м.

В табл. 1 приведены средние скорости движения влекаемых наносов, рифелей и поверхностная скорость воды. Как видно из табл. 1, скорости движения рифелей влекаемых наносов и поверхностные скорости потока приблизительно относятся как 1 : 233 : 890.

В дальнейшем с пуском расходов 1300, 1000 и 800 м³/сек отмечался намыв наносов у выпуклого правого берега на повороте, особенно после

двухдневной работы при расходе $800 \text{ м}^3/\text{сек}$. Остров по размерам стал больше, чем в натуре, вследствие этого изменились направления струй и стал работать левый проток русла на поп. 21—25.

На повороте при работе с расходом $600 \text{ м}^3/\text{сек}$ ($6 \text{ л}/\text{сек}$) снова образовались три протока. Полученное в лаборатории плановое расположение протоков и мелей при расходе $600 \text{ м}^3/\text{сек}$ очень похоже на натурное русло, которое мы наблюдали 10 августа 1954 г. при расходе $462 \text{ м}^3/\text{сек}$.

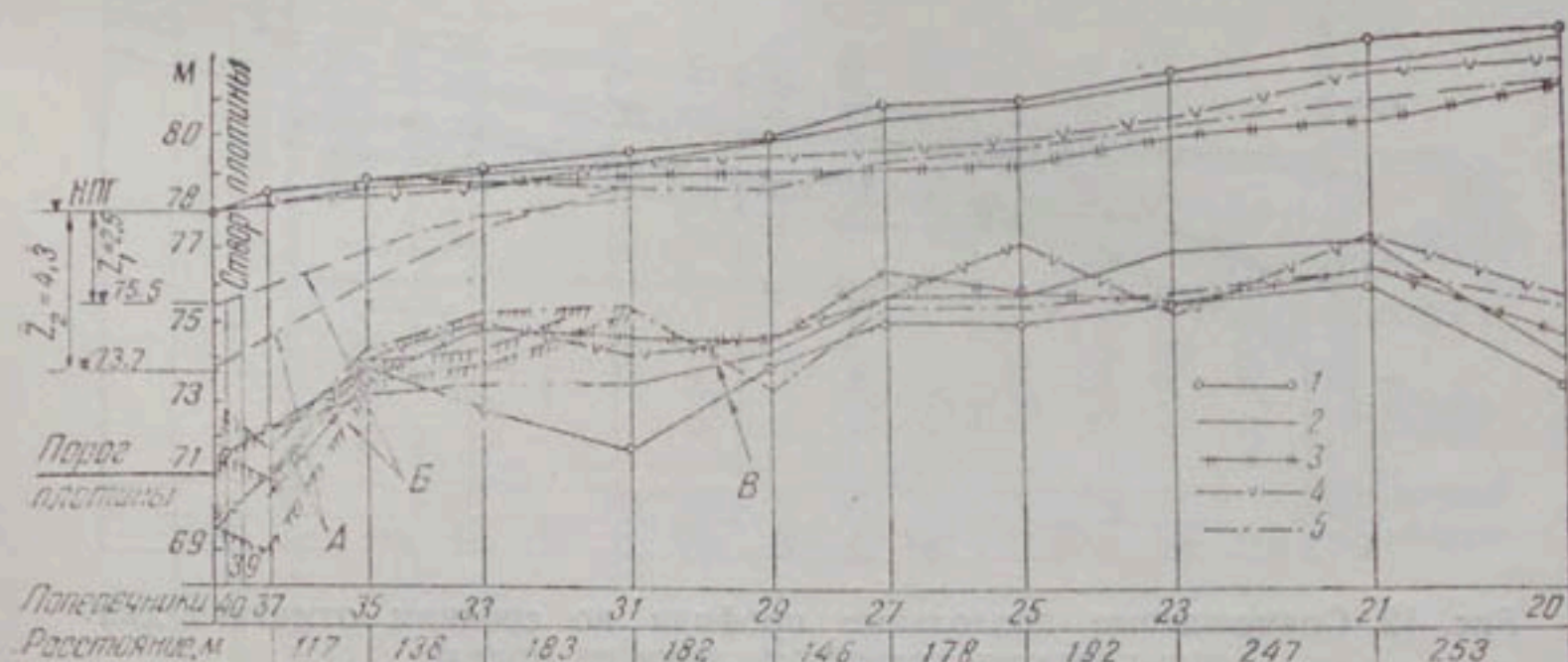


Рис. 11. Совмещенные продольные профили по минимальным отметкам дна при пропуске гидрографа реки на модели:

1—опыт 1—8, $Q=1500 \text{ м}^3/\text{сек}$; 2—опыт 1—9, $Q=1300 \text{ м}^3/\text{сек}$; 3—опыт 1—10, $Q=1000 \text{ м}^3/\text{сек}$; 4—опыт 1—11, $Q=800 \text{ м}^3/\text{сек}$; 5—опыт 1—12, $Q=600 \text{ м}^3/\text{сек}$; А—опыт 1—13 (первое снижение); Б—опыт 1—14 (второе снижение); В—минимальные отметки дна.

Этот момент был зафиксирован на модели и в натуре, а также измерены поверхностные скорости. Например, в натуре на повороте между поп. 17 + 100 м и поп. 21^А получилась скорость $2,49 \text{ м}/\text{сек}$, между поп. 17 и 21— $3,22 \text{ м}/\text{сек}$, а между поп. 17—17 + 100 (в зоне затишья выше кривой) скорости оказались $1,5 \text{ м}/\text{сек}$. На модели в этих же местах при пропуске расхода $460 \text{ м}^3/\text{сек}$ ($4,6 \text{ л}/\text{сек}$) между поп. 17 и 21^А средняя поверхностная скорость получалась равной $3,79 \text{ м}/\text{сек}$ (в натуре $3,22 \text{ м}/\text{сек}$).

На рис. 7 нанесены горизонты воды при расходе $4,6 \text{ л}/\text{сек}$ ($460 \text{ м}^3/\text{сек}$), где видно удовлетворительное совпадение с горизонтом природы для $Q=465 \text{ м}^3/\text{сек}$, измеренных в 1954 г. Совмещенные по длине горизонты воды и дна реки по минимальным и средним отметкам приведены на рис. 11 и 12. Эти рисунки характеризуют деформацию русла при пропуске ступенчатого гидрографа на модели. С пропуском большого расхода произошел самопромыв наносов в главном русле, что свидетельствует о понижении горизонта и обратном подъеме при расходах $800\text{—}600 \text{ м}^3/\text{сек}$ (рис. 11).

По данным наблюдений было установлено, что с увеличением расхода реки до $1500 \text{ м}^3/\text{сек}$ при левобережном подходе потока все острова перед узлом затопляются и перед водоприемником поток течет более спокойно, а перед плотиной, наоборот,— бурно. Это происходит оттого, что погонные сбросные расходы перед плотиной больше, чем перед водоприемником. Смещенный влево центральный проток является главным руслом, где основная масса донных наносов транспортируется в нижний бьеф через плотину. Отметка верха правых островов и дна правого протока в паводок повышается за счет отложения мелких фракций.

Таким образом, в паводок при левобережном подходе потока фронт водоприемника остается в стороне от главного течения, а правобережный проток находится под угрозой усиленного занесения наносами и общего подъема дна в этой части верхнего бьефа. Впоследствии такой подход может создать неблагоприятные условия для водоприемника. В общем паводок не смывает наносов с большого острова, расположенного перед фронтом водоприемника.

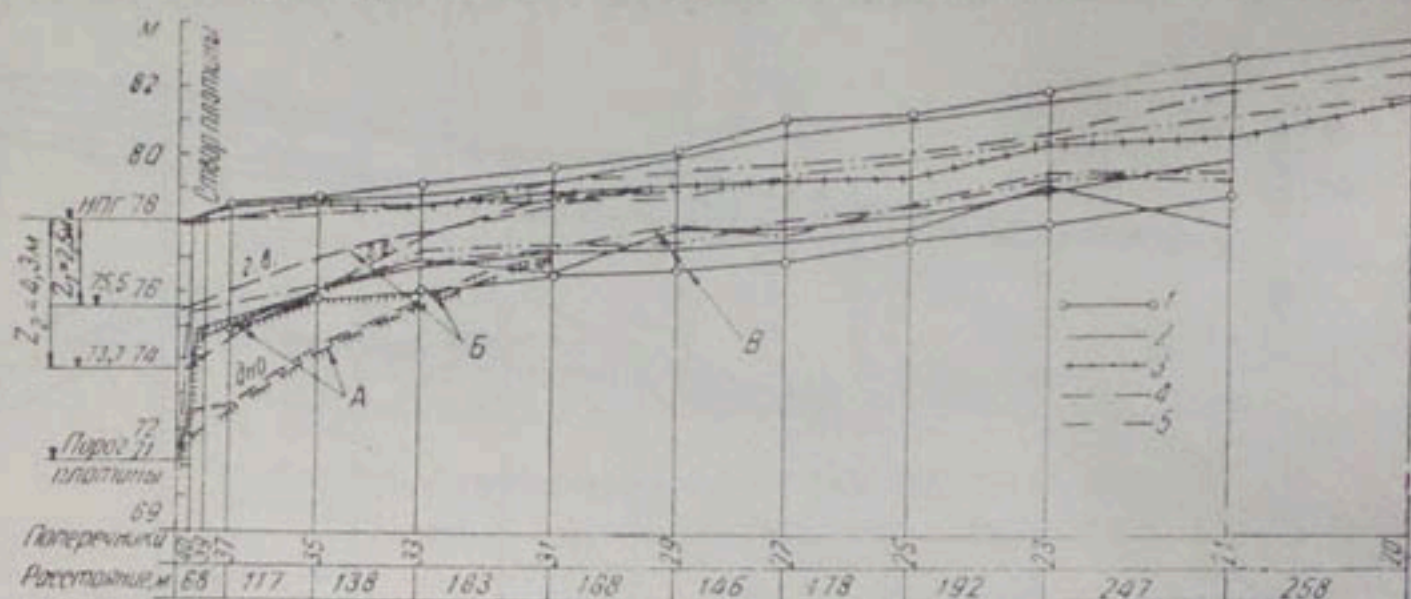


Рис. 12. Совмещенные продольные профили по средним отметкам дна при пропуске гидрографа реки на модели:

1—опыт 1—8, $Q=1500 \text{ м}^3/\text{сек}$; 2—опыт 1—9, $Q=1300 \text{ м}^3/\text{сек}$; 3—опыт 1—10, $Q=1000 \text{ м}^3/\text{сек}$; 4—опыт 1—11, $Q=800 \text{ м}^3/\text{сек}$; 5—опыт 1—12, $Q=600 \text{ м}^3/\text{сек}$; А—опыт 1—13, первое снижение; Б—опыт 1—14, второе снижение; В—средние отметки дна.

С уменьшением расхода до $460 \text{ м}^3/\text{сек}$ наблюдается заметное восстановление правого протока, из которого вода забирается 6-й и 5-й камерами отстойника.

Из левобережного протока, проходящего вдоль плотины, вода поступает по 2-й, 3-й и 4-й камерам. Излишний расход левого протока сбрасывается через 5 отверстий плотины. Остров перед водоприемником обтекается протоками, встреча которых происходит в непосредственной близости перед водоприемником, что создает взмучивание потока.

В табл. 2 приведены данные о распределении по отводам наносов и воды в опытах первой серии. Режим работы сооружений принят согласно инструкции службы эксплуатации на 1953 г.

Как видно из табл. 2, до возведения регулирующих сооружений в паводок попадание наносов в водоприемник было значительное, т. е. составляло 13—4,2% от всего расхода, прошедшего через узел, и 4,2—1,8% от содержания донных наносов, проносимых рекой. При расходах $600 \text{ м}^3/\text{сек}$ донные наносы почти не попадали в водоприемник. Основная масса наносов сбрасывалась через плотину, так как стержень потока направлен к плотине, а через промывные галереи проходило от 10 до 47,3% донных наносов.

Промыв отложений наносов на модели. При существующем положении было произведено два промыва наносов из верхнего бьефа с целью выяснения эффективности промыва при расходе $600 \text{ м}^3/\text{сек}$. В натуре снижение горизонта воды для промыва наносов большей частью производится постепенно с последовательным открытием щитов сбросных сооружений. Такой последовательности придерживались и на модели. Темп снижения и распределения расходов в опыте 1—13 указан в подписи под рис. 13, причем частичное снижение нормального подпертого горизонта (н. п. г.) — на 2,5 м — поддерживалось в течение 45 мин. (в натуре 9 час.), а затем щиты плотины были открыты пол-

Таблица 2

Номер опыта	Длитель- ность опыта, час.	Расход воды, л/сек				Пушено наносов		Уловлено наносов							
		всего	плотина	промывные галереи	водоприем- ник	кг	г/л	всего		в том числе по отводам					
								кг	г/л	плотина		промывные галереи		водоприемник	
										кг	г/л	кг	г/л	кг	г/л
1-7	8,0	10,5	6,5	1,5	2,5	63	0,208	—	—	—	—	—	—	—	—
1-8	23,0	15	10,5	2,0	2,5	319	0,258	277	0,224	255,5	0,294	12,65	0,106	3,95	0,010
1-9	6,5	13,8	9,5	1,7	2,5	70,2	0,218	22,35	0,07	19,5	0,032	1,95	0,018	0,9	0,006
1-9	6,5	13,0	9,0	1,5	2,5	139,2	0,165	42,91	0,051	32,5	0,151	8,0	0,057	2,41	0,007
1-10	15,5	10	6	1,5	2,5	301	0,54	26,61	0,081	20,5	0,061	4,25	0,05	0,86	0,033
1-11	24,5	8	3,76	1,4	2,5	352,2	0,50	29,28	0,041	25,6	0,077	3,61	0,025	1,17	0,0043
1-12	11,3	6	3,1	0,4	2,5	126,5	0,52	3,23	0,013	2,2	0,0175	1,03	0,063	0	0
1-13*	5,0	6	3,1	0,4	2,5	33	0,304	52,5	0,485	47,5	0,851	4,75	0,61	0,25	0,005
1-14*	1,0	6	2,50	1,75	1,75	6,5	0,30	16,2	1,00	10,5	1,56	5,0	1,05	0,70	0,0148
1-15	11	6	3	0,5	2,5	30	0,126	12,05	0,0051	7	0,059	4,2	0,219	0,85	0,0085

* При промыве.

ностью и в течение 15 мин. (в натуре 2,5 часа) продолжался промыв наносов. Общая продолжительность промыва составляла 60 мин., т. е. 10,5 час. в натуре. Вначале были открыты промывные галереи. Шестая камера отстойника работала на сброс воды в нижний бьеф с тем, чтобы при снижении вызвать смыв острова перед водоприемником.

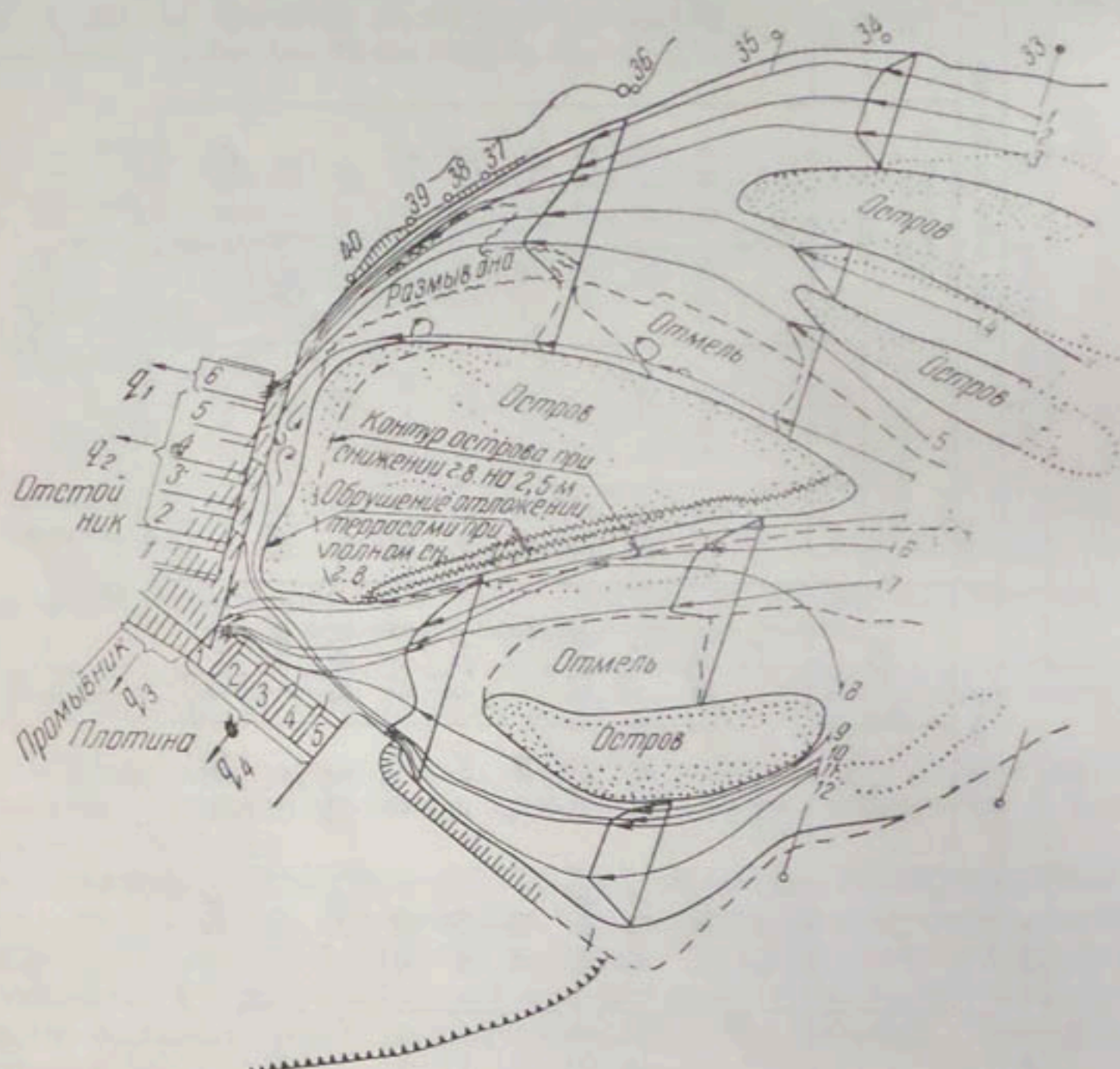


Рис. 13. Верхний бьеф плотины, поплавочная съемка при промыве с расходом $600 \text{ м}^3/\text{сек}$, опыт 1—13:

Время, мин.	Отметка горизонта воды у плотины	Величина снижения горизонта воды, м	Расходы по отводам, $\text{м}^3/\text{сек}$			
			q_1	q_2	q_3	q_4
До снижения	78,00	—	50	200	40	310
Через 8	76,22	1,78	90	180	150	180
• 12	76,00	2,00	60	160	180	200
• 20	75,84	2,16	60	150	190	200
• 40	75,14	2,86	30	0	170	400
• 60	74,05	3,95	0	0	150	450
(в конце промыва)						

Однако большого эффекта от этого мероприятия не достигли. Со снижением горизонта воды остров быстро обнажился и обтекание его наблюдалось с обеих сторон. Промывные галереи хорошо засасывали наносы. Благодаря встречным токам перед камерами 4 и 5 образовалась водоворотная зона.

Полоса смыва наносов перед сооружением была небольшая и вверх по течению доходила до 40 м. Смыв происходил путем обрушения отложений и образования местных обрывов и перепадов. При этом наблюдалась разработка протока через остров в правой части (на рис. 13 — направление поплавков 4 и 5).

Величина скорости при промыве доходила до 3,5 м/сек против скорости до промыва 1,5—2,0 м/сек. Полное снижение н. п. г. давало интенсивный размыв русла верхнего бьефа, в результате сильно развивались центральный (направление поплавков 6 и 7) и левый протоки (направление поплавков 9—12, рис. 13). При полном снижении н. п. г. водоприемник отключался полностью. Правый проток не получал развития. Полоса смыва перед сооружением сузилась до 20—25 м. Большой остров смывался с левой стороны террасами. Характер протекания потока, образования протоков и изменения конфигурации островов показаны на рис. 13. В опыте I—14 был произведен повторный промыв наносов продолжительностью 45 мин. (в натуре 9 час.) с частичным снижением н. п. г. на 2,5 м. Перед промывом было восстановлено прежнее положение русла по нивелиру. Условия промыва такие, как и в первом. Темп снижения и распределения расходов по отводам приведен в таблице, помещенной в подписи к рис. 14. На рис. 14 показан характер протекания потока по протокам и образования островов при снижении горизонта воды. Скорость у сооружения доходила до 4 м/сек. Кривая спада и профили дна при промыве показаны на рис. 11 и 12. Размыв дна по основному руслу распространялся до поп. 29, т. е. 690 м.

Снижение горизонта воды в первом случае (опыт I—13, полное снижение) распространялось почти до поп. 27, т. е. на 830 м, а во втором случае (I—14, частичное снижение горизонта воды) — до поп. 29, т. е. на 700 м. Полное снижение давало крутой уклон кривой спада перед сооружением по поверхности отложения и интенсивный размыв по глубине основного русла. Между поп. 33 и плотиной оно создавало поверхностный уклон кривой спада, равный 0,0118, а частичное снижение на этом же участке — 0,0072; до промыва уклон подпертого горизонта на том же участке был 0,00186.

В табл. 3 приведены удельные насыщения потока по отводам при промыве. Из таблицы следует, что по сравнению с бытовым удельным содержанием на модели, равным 0,3 г/л, среднее удельное содержание при промыве составляет 2,42 г/л, т. е. больше в 8 раз, а по отношению к промывному удельному содержанию наносов нижнего бьефа, равному 0,04, больше почти в 60 раз. При полном снижении горизонта воды промыв через плотину протекает в $\frac{9,15}{1,95 - 1,56} = 4,7 \div 5,9$ раза интенсивнее, следовательно, примерно во столько же раз больше промываемый объем наносов. Промывные галереи достаточно эффективно проносят промываемые наносы. Однако для них не имеет существенного значения величина снижения горизонта воды, так как при создавшемся положении (наличие перед водоприемником острова) промывники перехватывают наносы, переносимые от правобережного протока, где вообще наносы мало смываются.

Результаты промыва наносов при существующем положении верхнего бьефа безрегуляционных сооружений показали следующее:

- 1) промыв наносов — эффективное мероприятие по удалению наносов;
- 2) промыв с полным снижением подпертого горизонта воды (до 4 м) протекает в 4—5 раз интенсивнее, чем с частичным снижением, и может смыть во столько же раз больше наносов;

3) промыв распространяется на 600—700 м вверх по течению при длительности 10 час.;

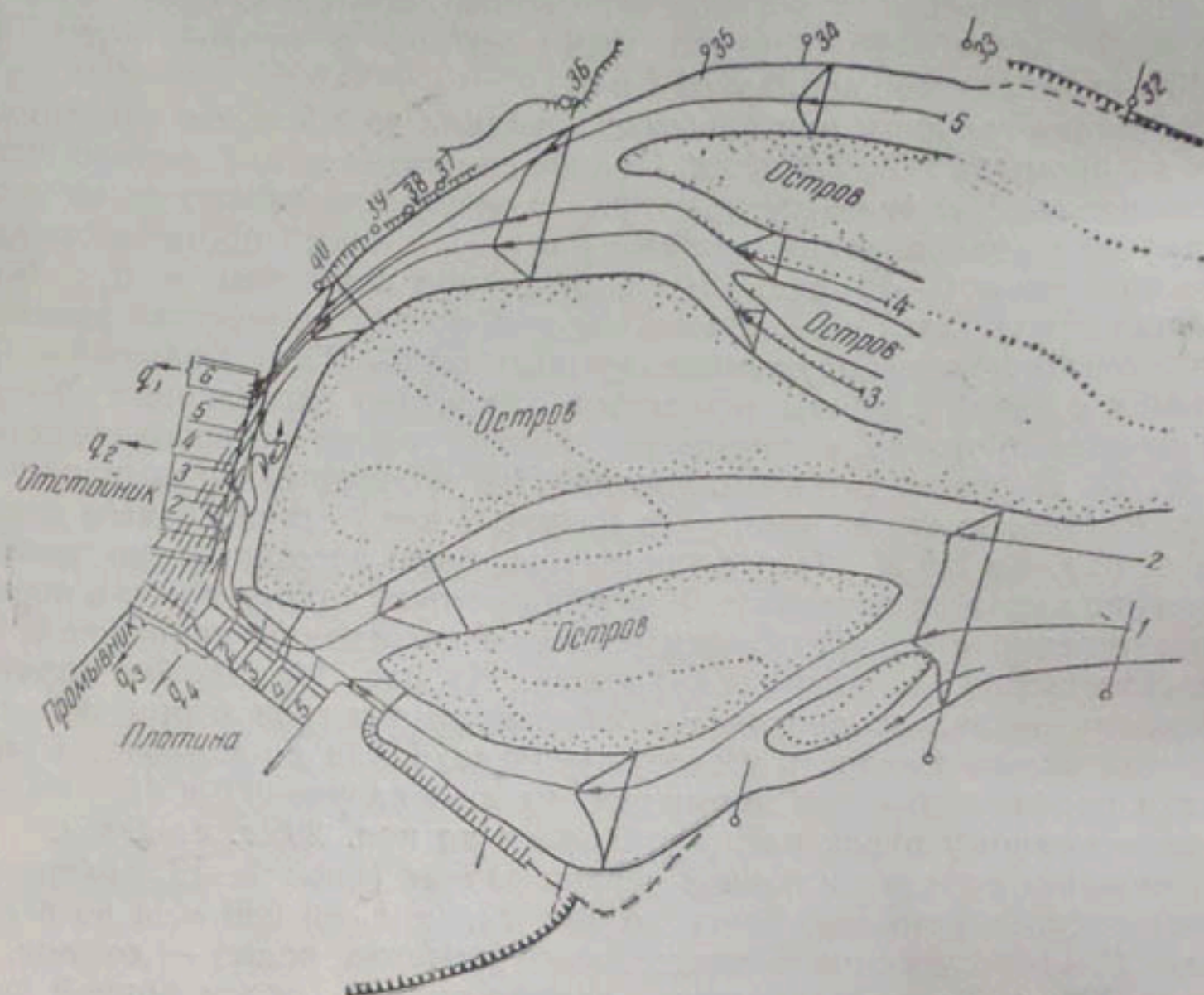


Рис. 14. Верхний бьеф плотины при промыве с расходом $600 \text{ м}^3/\text{сек}$, опыты 1—14:

Время, мин.	Отметка г. в. у плотины	Величина снижения, м	Расходы по отводам $\text{м}^3/\text{сек}$			
			q_1	q_2	q_3	q_4
До снижения	678,0	—	50	200	40	310
Через 12	676,02	1,98	90	150	180	180
" 25	675,52	2,48	80	100	170	250
" 45	675,5	2,50	80	100	170	250
(в конце промыва)						

Таблица 3

Номер опыта	Длитель- ность опы- та, мин.	Удельное на- сыщение пото- ка до промыва в нижнем бьефе	Удельное насыщение потока при промыве						Примечание
			плотина		промывные галереи		водоприем- ник		
			кг	г/л	кг	г/л	кг	г/л	
1—13	45	0,04	10,5	1,95	3,75	0,77	0,25	0,037	При снижении на 2,5 м
	15		37,0	9,15	1,00	0,74	—	—	При снижении на 4,0 м
1—14	45	0,04	10,5	1,56	5,00	1,09	0,70	0,144	При снижении на 2,5 м

4) вследствие незарегулированности подводящего русла не смывается полезный объем наносов, т. е. не может быть смыт остров перед водоприемником;

5) не разрабатывается желаемое русло по направлению к водоприемнику. Для создания этого направления необходимо организовать длительный промыв с малым понижением горизонта воды, который в условиях эксплуатации трудно осуществить.

Таким образом, для эффективного смыва полезного объема и улучшения подхода потока к водоприемным сооружениям необходимо выправить подводящее русло верхнего бьефа.

Отметим, что на модели полностью подтвердился режим промыва, произведенного в натуре.

Вторая серия опытов — выправление русла в верхнем бьефе

Вторая серия опытов проводилась для создания устойчивого подводящего русла на подходе к водоприемнику. В качестве основного варианта выправления была принята схема Ia по проекту САОГИДЭПа, в которой предусматривалось создание устойчивого подхода потока к водоприемнику. В этом варианте выправление русла предполагается производить одной струенаправляющей дамбой длиной около 450 м с левого берега. При этом ширина подводящего русла составила около 190 м. Предполагаемые в проекте I и II варианты не исследовались как маловероятные для практического осуществления и не создающие существенного улучшения в эксплуатации гидроузла. На модели была произведена срезка правого берега перед входом в правый проток, так как такая срезка была выполнена до паводка 1954 г. в объеме порядка 50 000 м³.

На рис. 15 показано расположение в плане струенаправляющей дамбы по проекту (вариант Ia).

На модели изучался характер протекания потока, местный и общий размыв русла и эффективность промыва наносов из верхнего бьефа.

Рассматриваемая струенаправляющая дамба закрывала левобережный и центральный протоки, отклоняла воду в сторону правого берега.

С пуском расхода 660 м³/сек наблюдались следующие явления:

1) горизонт воды сразу после выправления русла заметно повысился; по мере переформирования (размыва) русла он постепенно опускался ниже бытового;

2) значительно увеличились расходы в правом протоке;

3) незначительный проток в середине большого острова (перед водоприемником) увеличился в ширину и глубину;

4) движение наносов распространилось вдоль дамбы и по всей ширине русла;

5) при принятом заложении крепления откоса дамбы ее осадка в опытах не отмечена;

6) в левой половине русла, т. е. в зоне струенаправляющей дамбы, происходило отложение наносов.

В конце опыта II—1 при расходе 660 м³/сек образовалось два русла: правобережное и главное левое вдоль струенаправляющей дамбы. Протекающий по главному руслу поток направлялся в сторону 6-й камеры отстойника; правый и левый потоки соединялись в створе 35, ниже которого они протекали одним руслом вдоль фронта водоприемника. Такое соединение потока создавало вдоль водоприемника циркуляционное течение и сильное взмучивание потока, и поэтому большое количество наносов попадало в камеры отстойника.

Поверхностный уклон протекающего вдоль фронта водоприемника составлял 0,004—0,003, а скорости потока — до 4 м/сек. Благодаря

такому течению наблюдался сильный отжим струй к левым бычкам входных отверстий водоприемника и неравномерное распределение скоростей. При встрече двух потоков у правобережной стенки происходил местный размыв на значительную глубину; этот размыв распространился до порогов 2-й камеры отстойника; на модели ширина полосы размыва была 20—25 см (20—25 м в натуре). Глубина размыва доходила до отметки 69 м, т. е. понур у порога (бетон) полностью обнажался.

При работе 1-й промывной галереи пороги не работающих, за исключением шестой, заносились, так как продукт огромного размыва вышележащего участка не мог быть унесен через первые пролеты плотины. Причина заключалась в том, что после соединения двух встречных потоков в один у правого берега на поп. 37 происходило некоторое его растекание в сторону плотины, что и ослабляло циркуляцию. При длинном фронте водоприемника с прилегающими участками около 200 м засасывающая роль плотины ничтожно мала.

При работе промывных галерей пороги их не заваливались наносами, которые через них хорошо проносились в нижний бьеф плотины. Однако при одновременной работе промывных галерей и плотины было замечено усиление взмучивания потока перед водоприемником.

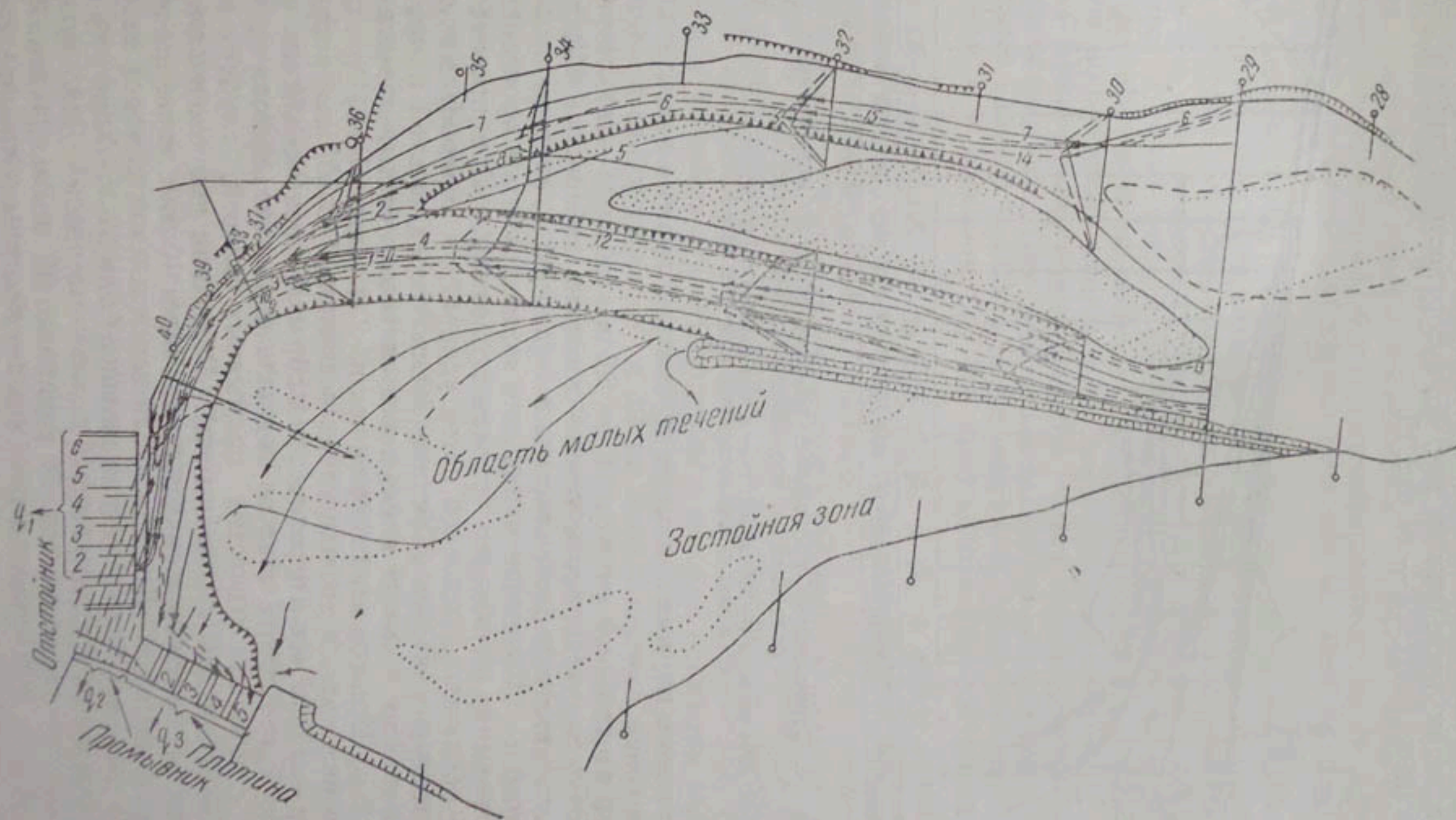
Работа модели с расходом $660 \text{ м}^3/\text{сек}$ (опыт II—1) продолжалась в течение 20 час. В конце опыта заметно разработалось устойчивое русло вдоль дамбы, благодаря чему средний участок дамбы значительно деформировался. Нижний участок ее — примерно 50 м от оголовка — почти не работал.

В опыте II—2 был пропущен расход $13,6 \text{ л/сек}$ ($1360 \text{ м}^3/\text{сек}$), причем пуск этого расхода производился постепенно в следующем порядке: в течение 1,5 часа расход был 10 л/сек , затем в течение 1 часа — $13,6 \text{ л/сек}$, а после в течение 3,5 часа был пущен расход $4,0 \text{ л/сек}$. Таким образом, средний расход в этом опыте составил $7,1 \text{ л/сек}$. В этом опыте было установлено, что поток сформировал себе те же протоки, что и в опыте II—1 с расходом $660 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Протекание потока вдоль фронта водоприемника еще больше усилилось, и поэтому увеличилось попадание наносов в камеры отстойника. Начиная от переката поперечников 27—28 поток отклонялся к левому берегу, у поп. 29 сосредоточивался у корня дамбы при расходе $660 \text{ м}^3/\text{сек}$ и на поп. 30 — при расходе 1000 и $1360 \text{ м}^3/\text{сек}$. Дамба в пределах

Рис. 15. Верхний бьеф плотины, поплавочная съемка при расходе $660 \text{ м}^3/\text{сек}$, опыт II—3 (вариант Ia):

Проток	Номер полавка	Скорость до снижения г. в., м/сек	Номер полавка	Скорость при промыве, м/сек	Величина снижения г. в., м	Время	Расходы по отводам $\text{м}^3/\text{сек}$	Примечание
Центральный	1	2,90	9	3,25	0,50	Через 70 мин.	$q_1=240; q_2=45; q_3=375$	Открыт 5-й пролет Открыты 4-й и 5-й пролеты Открыты промывники полностью
	2	1,31	10	3,40				
	3	3,20	11	4,32	1,50	Через 2 час.	$q_1=140; q_2=45; q_3=475$	
	4	2,76	12	3,33				
	5	1,00	13	3,30	2,80	Через 4 час.	$q_1=50; q_2=200; q_3=410$	
Правобережный	6	0,86	14	1,63		В конце опыта		
	7	0,55	15	2,06	3,30			
	8	1,00						



поперечников 29—30 подвергалась сильному нажиму потока, где русло его было сосредоточенным, ниже этого места поток несколько растекался. Следовательно, в указанном месте можно ожидать образования больших глубин, а возможно, и подмыва дамбы. Горизонты воды при этих расходах приведены на рис. 16, поверхностные струи и эпюры поверхностных скоростей — на рис. 15.

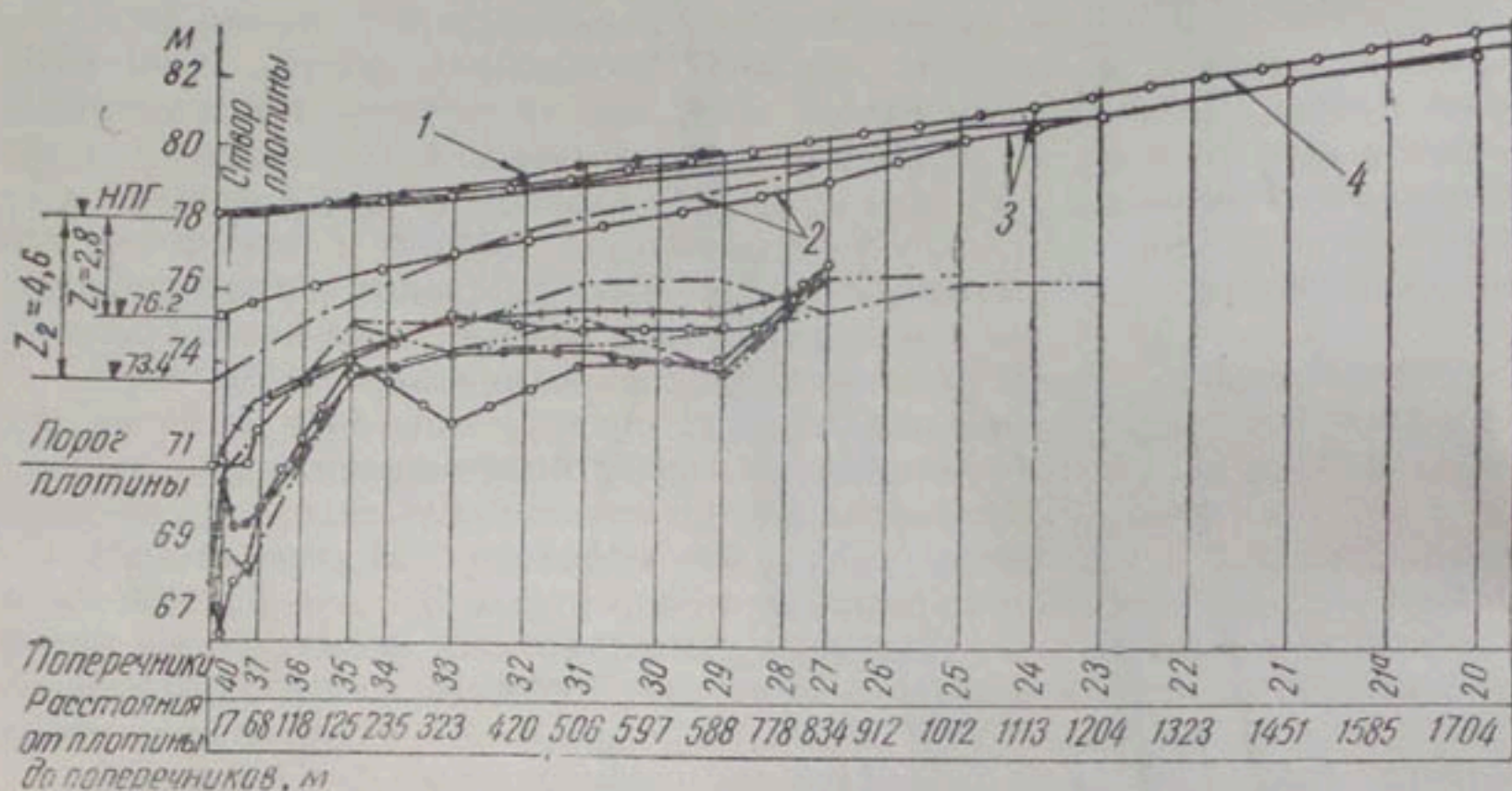


Рис. 16. Совмещенные продольные профили русла по минимальным отметкам (при наличии продольной шпоры, вариант 1а):

1—г. в. до промыва $Q=1360 \text{ м}^3/\text{сек}$; 2—г. в. при промыве $Q=660 \text{ м}^3/\text{сек}$; 3—г. в. до промыва $Q=660 \text{ м}^3/\text{сек}$; 4—г. в. после промыва $Q=1690 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Для этого варианта провели двукратный промыв наносов: первый — со снижением горизонта воды на 4,6 м (горизонт у 5-го пролета, опыт II—3) и второй — со снижением на 2,8 м (опыт II—3а). При первом промыве в водоприемник в начале снижения забиралось $250 \text{ м}^3/\text{сек}$, а промывные галереи были открыты все полностью, открывали и 1-й пролет плотины. Дальнейшее снижение горизонта воды производилось за счет открытия остальных пролетов плотины. При промыве остров быстро обнажался. Основной поток ударялся в правобережную стенку, закрепленную плитами. Ширина русла перед шестой камерой была 33 м, и на том же месте наблюдался сильный местный размыв с отметкой 67,2 м. При снижении горизонта на 2 м (опыт II—3) расходы распределялись так: в водоприемник поступало $145 \text{ м}^3/\text{сек}$, в промывные галереи — $170 \text{ м}^3/\text{сек}$ и через плотину сбрасывалось $345 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Через 7 мин. гряда наносов подошла к плотине, высота ее выравнивалась с потолком отверстий промывных галерей, глубина воды над грядой — 2,5 м (2,5 см на модели). Размывом понур очищался от наносов до 4-й камеры водоприемника. Через 10 мин. горизонт воды снизился еще на 0,5 м. Ширина русла перед шестой камерой сузилась до 28 м (28 см), а у правой стенки ширина была 37 м. Характер протекания потока перед шестой камерой показан на рис. 15. Действующая ширина главного русла на поп. 35 равнялась 90 м, а на поп. 39—37 м. Через 16 мин. был открыт второй пролет плотины и произведено полное снижение горизонта воды. При этом размыв отложения происходил перед промывными галереями и во 2-ю и 3-ю камеры отстойника вода не поступала.

Расход воды определялся следующим образом: в водоприемник — $55 \text{ м}^3/\text{сек}$, а в промывные галереи — $165 \text{ м}^3/\text{сек}$ и в плотину — $440 \text{ м}^3/\text{сек}$. В основном протоке размыв усилился между поперечниками 37 и 35. Правобережный проток при этом существенно не изменился. Через 28 мин. открывался 3-й пролет плотины, размыв у плотины расширялся. Вода поступала только в 6-ю и 5-ю камеры отстойника с расходом $40 \text{ м}^3/\text{сек}$, остальные камеры отключались. Горизонт воды в правом протоке несколько снизился. Сжатое сечение главного русла переместилось от конца правобережной стенки (поп. 39) шириной 29 м к 6-й камере шириной 27 м.

Опыт длился 1 час, т. е. 10,5 час. в натуре. Далее было проведено второе снижение горизонта воды на 2,8 м (опыт II—3а), причем в промывных галереях полностью был открыт только щит 5-го пролета (с левой стороны). Со снижением горизонта на 0,5 м острова опять быстро обнажились и смыва наносов почти не происходило. Такое открытие щитов плотины слева не вызвало отклонения потока в сторону плотины, поток по-прежнему направлялся в сторону правобережной стенки и далее — вдоль фронта водоприемника. Через 12 мин. открывался щит 4-го пролета плотины. При этом наблюдались следующие явления:

1) смыв наносов усилился перед плотиной, тогда как перед водоприемником и в основном протоке происходило сильное взмучивание потока;

2) у плотины горизонт упал на 1,5 м;

3) наблюдалось движение наносов вдоль фронта водоприемника и плотины до открытых отверстий плотины;

4) при промыве скорости увеличились примерно в полтора раза по сравнению со скоростями до промыва. Величина скорости на подходе к шестой камере доходила до $5 \text{ м}/\text{сек}$. Протекание потока, ширина русла и эпюра скоростей до и в конце промыва показаны на рис. 15. Там же в таблице (подпись к рисунку) приведены темп снижения горизонта воды, изменения величины скорости и распределения расходов воды по отводам.

При снижении горизонта воды на 2,8 м правый проток не участвовал в промыве, т. е. он находился в некотором подпоре по отношению к основному потоку, благодаря чему заметного снижения горизонта воды не было. 2-я и 3-я камеры отстойника оключались. Ширина основного русла при промыве следующая: на поп. 35—65 м, на поп. 33—62 м и на поп. 31—60 м.

На рис. 16 показаны совмещенные продольные профили русла с нанесением всех горизонтов воды и кривые спада, полученные при промывах. Опыты показали, что с устройством струенаправляющей дамбы вдоль нее образуется устойчивое глубокое русло. Остров перед узлом не ликвидируется. Наблюдается значительный местный размыв у правобережной стенки с отметкой дна на поп. 37—67,9 м и у шестой камеры — 67,2 м.

В заключение для этой схемы был пропущен расход $1690 \text{ м}^3/\text{сек}$ (опыт II—4) с тем, чтобы получить наиболее вероятную глубину размыва русла у дамбы, а также наивысшие уровни воды перед дамбой.

При этом расходе в русле произошли следующие изменения:

1) у головы дамбы, т. е. между поперечниками 33 и 32, обнаружился сильный размыв, который при меньших расходах в этом месте не наблюдался; отметка наинизшего дна здесь была 72,3 м, т. е. глубина достигала 6,5 м;

2) на дне у головы шпоры замечено движение гравия крупностью

Таблица 4

Номер опыта	Расход воды, м³/сек	Длитель- ность опыта, час.	Количество наносов										Распределение воды				
			пушенное						уловленное						плотина	промывная галерея	водо- прием- ник
			всего		плотина		промывная галерея		водоприемник								
			кг	л/г	кг	л/г	кг	л/г	кг	л/г							
			II-1	660	16	158	0,415	36,4	0,096	1,2	0,0078	31,2	0,32	4,0			
II-1a	660	4	47,5	0,5	3,85	0,041	3,0	0,051	—	—	0,85	0,0236	410	—	250		
II-2*	710	6	50	0,37	22,2	0,164	7,0	0,128	15,0	0,225	0,2	0,004	390	170	250		
II-3	660	1	—	—	67,0	2,82	51,0	4,05	16	2,53	—	—	350	175	135		
II-3a	660	1	—	—	20	0,85	12,0	0,9	8,0	1,6	—	—	370	140	150		
II-4	1690	2	50	0,41	36	0,3	28,5	0,42	6,0	0,44	1,5	0,083	1250	190	250		

* В этом опыте максимальный расход составил $1360 \text{ м}^3/\text{сек}$.

до $9 \times 7 \times 7 \text{ мм}$, т. е. при масштабе для наносов $\alpha = 36$ перемещались камни диаметром 300 мм ;

3) не происходило свала потока влево, хотя все щиты плотины были открыты;

4) отмечен интенсивный размыв русла на подходе к 6-й камере отстойника, т. е. у правобережной стенки, где наблюдался удар потока на поп. 40; дно имело отметку $65,0$, т. е. глубина в этом месте достигала $13,1 \text{ м}$. Следовательно, место наибольшего размыва переместилось с поп. 38 к углу камеры;

5) все острова в верхнем бьефе покрывались водой. Течение выравнивалось и пережат с поперечников 27—28 перемещался на поперечники 29—30.

В табл. 4 приведены данные опытов по распределению наносов по отводам, из которых видно, что при регулировании русла по этому варианту вследствие бурного протекания потока вдоль фронта водоприемника и взмучивания потока значительное количество наносов увлекается в водоприемник. Например, если принять за 100% общее количество наносов, прошедших в нижний бьеф, то попавшее в водоприемник составляло от 4 до 30% , а без регулировки верхнего бьефа — от 0 до 7% (табл. 2). Это показывает, что при одновременной работе правобережного протока и главного русла в месте их соединения (перед водоприемником) возникает поперечная циркуляция с образованием восходящих токов в сторону водозабора и как следствие — усиленное завлечение наносов в водоприемник; оно увеличивается почти в четыре раза. Кроме того, при шпорном варианте, когда промывные галереи закрыты, а сброс производится через плотину, попадание наносов в водоприемник еще в два раза увеличивается. При регулировании по варианту 1а промывные галереи должны постоянно работать и через них транспортируется в нижний бьеф основная масса наносов, например почти $60—70\%$ наносов реки. Одна-

ко при малом сбросном расходе в нижнем бьефе наносы могут скопляться непосредственно за промывными галереями, что нежелательно. Поэтому сброс основной массы наносов необходимо организовать через плотину.

При промыве наносов общее удельное содержание их по сравнению с бытовым увеличилось от 28 до 70 раз, т. е. вместо 0,041—0,096 г/л стало 0,85—2,82 г/л.

Размыв распространялся в длину на 830 м, т. е. до поп. 27 при первом (полном) снижении и на 1000 м при втором (частичном) снижении (рис. 16).

При сопоставлении данных по промыву наносов при зарегулированном и незарегулированном русле выяснилась эффективность регулирования русла для полезного смыва наносов по длине и объему, т. е. по объему при зарегулированном русле; за 1 час (10,5 часа в натуре) при полном снижении горизонта наносов смыто в $\frac{67 \text{ кг}}{47,5 \text{ кг}} = 1,4$ раза больше.

При полном снижении горизонта воды в поток были введены „камни“ размерами $d_{\text{ср}1} = (20 \times 13 \times 13) = 17 \text{ мм}$; $d_{\text{ср}2} = (23 \times 12 \times 10) = 15 \text{ мм}$, $d_{\text{ср}3} = (22 \times 10 \times 7) = 13 \text{ мм}$; $d_{\text{ср}4} = (13 \times 10 \times 9) = 10 \text{ мм}$, которые в главном русле (в пределах поперечников 35—37) при поверхностных скоростях потока 4,5—5,5 м/сек свободно перемещались. При переводе на натуру размеры этих камней будут 600, 525, 455 и 360 мм. В пределах поперечников 37—35 они двигались при поверхностном уклоне потока 0,011 и средней глубине при промыве 2,5 м. При промыве уклон потока вдоль фронта водоприемника оказался равным 0,008—0,01.

Таким образом, вышеприведенные данные опытов с регулированием русла верхнего бьефа позволяют прийти к следующим выводам.

1. Регулированием русла верхнего бьефа можно эффективно смывать полезный объем наносов и создавать устойчивое глубокое русло в желаемом направлении.

2. Направление дамбы по варианту Ia неприемлемо в отношении водоприемника, так как ухудшаются гидравлические условия водозабора (боковой водозабор) и увеличивается попадание донных наносов в отстойник.

3. При прижиге основного потока к правобережной стенке и при резком изгибе потока происходит нежелательный сильный местный размыв глубиной до 13 м.

4. Большой остров перед водоприемником не может быть ликвидирован, а перед водоприемником полоса размыва имеет небольшую ширину — 30—40 м.

5. Работа промывных галерей по отводу наносов (60—70%) оказывается напряженной и имеется опасность скопления наносов в нижнем бьефе у выхода промывных галерей при малом сбросном расходе через них, а при закрытом положении промывных галерей еще более усиливается попадание наносов в водоприемник.

6. Исследование варианта Ia подтвердило несостоятельность предложения о повороте реки в правый проток; при этом опасность подмыва правобережной стенки доказана опытом (при варианте I).

Регулирование русла по варианту IIa (с изменением направления струенаправляющей дамбы). Результаты изучения на модели варианта Ia послужили исходным положением для выбора предложенных ГИДЭПом схем выправительных сооружений; было решено вообще не

рассматривать вариант I как неприемлемый. Вместе с тем стали изыскивать наиболее подходящую кривизну (направление) струенаправляющей дамбы, обеспечивающую смягченный подход потока к узлу и сброс основной массы наносов через плотину. Кроме того, необходимо было такое решение, чтобы создаваемое подводящее русло было устойчиво, в паводковый и меженный периоды стрежни потока совпадали.

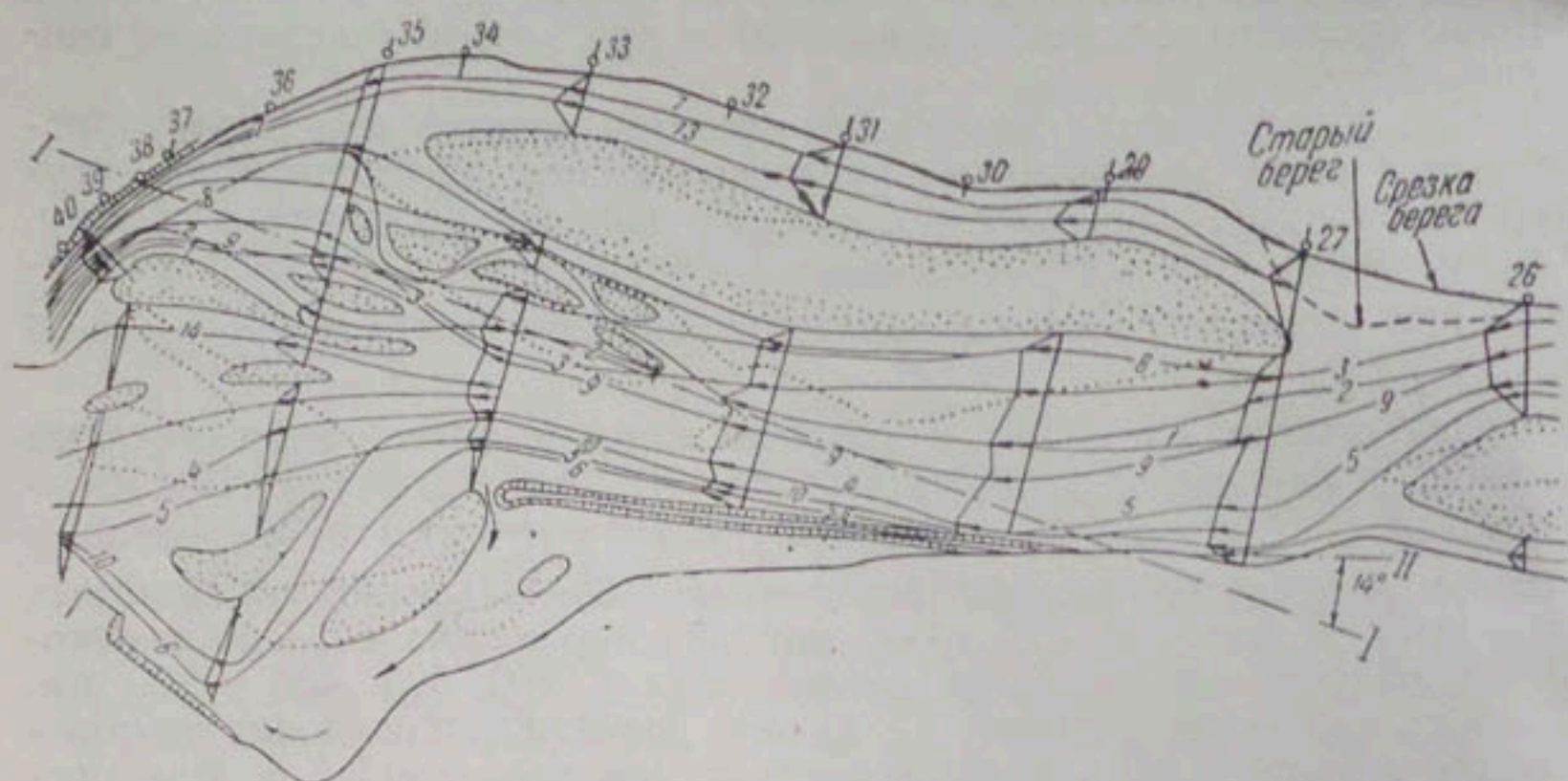


Рис. 17. Верхний бьеф плотины, поплавоочная съемка при расходе $600 \text{ м}^3/\text{сек}$, при наличии продольной шпоры.

С этой целью выбрали вторую трассу струенаправляющей дамбы, т. е. первая дамба была повернута влево на угол 14° (рис. 17). Длина дамбы оставалась без изменения. С этой схемой, которую мы будем называть вариантом IIа, было проведено пять опытов.

После опытов II—5 с расходом $600 \text{ м}^3/\text{сек}$ и II—6 с расходом $770 \text{ м}^3/\text{сек}$ было замечено, что поток при подходе протекал в одном русле со стороны левого берега вдоль шпоры. Этому очень способствовало наличие переката между поперечниками 25 и 27, который действовал на формирование основного левого протока. Заметно восстанавливался большой остров между правым и левым протоками в низовой части.

В этом варианте действие правого протока ослабло. При прохождении большого расхода — 910 и $1300 \text{ м}^3/\text{сек}$ — перекал от поперечников 25—27 перемещался к поп. 28 и ниже со свалом основного потока влево. Удар потока на дамбу несколько смягчился вследствие расширения русла. На рис. 17 показаны протекание потока и эпюра поверхностных струй, а также видна тенденция потока к восстановлению прежнего русла.

Далее, в опытах II—8 и II—9 были пущены расходы 1300 и $1650 \text{ м}^3/\text{сек}$, которые окончательно определили протекание потока в русле верхнего бьефа, т. е. было зафиксировано почти полное восстановление существующего положения без выправительной дамбы. При расходе $1650 \text{ м}^3/\text{сек}$ между поперечниками 22 и 29 в русле двигались все наносы и по всей ширине дна максимальные крупности наносов имели размер $3\text{—}5 \text{ мм}$. Начиная с поп. 21 поток протекал по глубине довольно равномерно. Около дамбы двигались наносы крупностью до 5 мм . На

поп. 29, где имело место сплошное движение гряды наносов, на перекатном участке происходил свал потока к дамбе.

В табл. 5 приведены некоторые данные о распределении наносов по отводам. Сравнение данных таблиц 1-й, 2-й и 4-й показывает, что попадание наносов в водоприемник меньше, чем в варианте Ia, а основная масса наносов проходит через плотину.

Т а б л и ц а 5

Номер опыта	Расход воды, м³/сек	Дли- тель- ность опыта, час.	Количество наносов											Распределение воды		
			пущенное	уловленное										пло- тина	про- мыв- ные галереи	водо- при- емник
				всего		плотина		промывная галерея		водоприемник						
				кг	г/л	кг	г/л	кг	г/л	кг	г/л					
II—5	600	9	80	0,41	8,05	0,041	4,9	0,126	3,0	0,052	0,15	0,00185	170	180	250	
II—6	770	11	69	0,226	12,8	0,042	—	—	—	—	0,2	0,002	300	220	250	
II—7	910	6,5	110	0,51	12,1	0,057	4,0	0,0342	8,0	0,23	0,1	0,0017	500	160	250	
II—8	1300	5	84	0,358	21,5	0,092	—	—	—	—	—	—	800	240	250	
II—9	1650	1	67	0,516	53,5	0,256	38	0,667	14,5	0,283	1,0	0,02	1180	220	250	

Например, при сравнительно одинаковых режимах работы сооружений в варианте Ia и IIa попадание донных наносов в водоприемник оказалось в 1,5—4 раза больше, удельное содержание наносов в промывных галереях в 1,55—6,15 раза больше в варианте Ia, а удельное содержание наносов сбрасываемого потока через плотину в варианте IIa в 1,6—10 раз больше, чем в Ia.

Таким образом, наблюдениями была установлена роль плотины в сбросе основной массы наносов через нее при организации подводящего русла в центре гидроузла.

Наблюдение за деформациями русла верхнего бьефа показало, что при малых расходах — порядка 560—660 $\text{м}^3/\text{сек}$ — стержень потока при подходе к узлу изменяется и направляется в сторону водоприемника с отклонением направления основного расхода, а при большом расходе — порядка 1300—1650 $\text{м}^3/\text{сек}$ — стержень потока смещается влево и подходит к плотине. В связи с этим обнаруживается перемещение свала потока на перекате от поперечников 25—27 к поперечникам 27—29 и прижим потока к дамбе. В свою очередь, место прижима потока меняется вдоль дамбы: то в начале (при малых расходах), то в середине или в конце (при больших расходах).

Выше поп. 25 в опытах наблюдалось перемещение участков размыва правого берега в зависимости от величины паводкового расхода, т. е. при малом расходе поток ударял в поперечники 22—23, а при больших расходах удар перемещался на поперечники 23—25. Следовательно, на участке от поп. 20 (выход из поворота у конгломератного мыса) до створа гидроузла с постоянной подпорной отметкой происходит изменение стрежня, а также шага меандры потока в зависимости от величины расхода реки. При этом необходимо учесть влияние на это изменение стрежня потока частой повторяемости подряд маловодных лет при большом проценте водозабора в одном месте и редкое появление многоводного года, который сильно может повлиять на ранее создавшееся подводящее русло. Чтобы предотвратить стихийные проявления потока, изменяющие подводящее русло со свалом основного потока влево, требуется некоторое сужение русла верхнего бьефа в особенно

широкой части его со стороны левого берега. Таким путем можно сохранить русло, образующееся при подходе к узлу в период часто повторяющихся паводковых расходов реки, и на период прохождения экстремных паводковых расходов. Тогда должны совпасть стрежни потока и в паводок и в межень, чем и достигается устойчивость подхода потока к узлу. Из этих рассуждений и из результатов опытов вариантов Ia и IIa (правого и левого подходов потока к узлу) следует, что мы должны изменить направление дамбы между Ia и IIa.

Итак, по варианту IIa не было получено желаемого направления потока к узлу и собственно протекание потока не отличалось от существующего. Поэтому пришлось обратиться к варианту III, трасса которого проходила почти между трассами продольных дамб вариантов Ia и IIa.

Опыты по выправлению русла поперечными шпорами (вариант III)

Вариант III на модели выполнен в виде четырех поперечных шпор различной длины. Оголовки их описывали кривую, соединяющую левый устой плотины с берегом.

Замена одной продольной дамбы несколькими поперечными шпорами сделана из следующих соображений:

- 1) возведение шпор по отдельности при широком фронте работ довольно просто;
- 2) длину шпор можно корректировать в процессе эксплуатации;
- 3) при нарушении работы одной шпоры продолжают действовать остальные и легко устраняется аварийное состояние;
- 4) при переменном режиме реки легко корректируется направление потока при наличии кривой трассы шпор. Такая кривизна необходима и для создания устойчивого подвода потока к узлу при почти лобовом подходе его к водоприемнику.

Надо отметить, что при существующем положении в верхнем бьефе, где основным руслом реки является левое, перекрытие русла одной продольной дамбой — весьма сложная задача.

Для варианта III провели четыре опыта, причем один из них по промыву наносов. Характеристика опытов и распределение наносов по отводам приведены в табл. 6.

Опыты показали, что наилучшим подводом потока к узлу оказалось почти фронтально-направленное со слабой кривизной русло, создаваемое шпорами. В этом случае при расходах до $600 \text{ м}^3/\text{сек}$ имели почти лобовой подход потока к водоприемнику через большой остров и частично к правым пролетам плотины, а при больших расходах создавался подход к плотине с малой кривизной.

Основная масса наносов пропусклась через плотину (67% через плотину, и 33% через промывные галереи). Попадание наносов в водоприемник при больших паводковых расходах составляло всего 0,04—2,24%.

В рассматриваемом варианте не создавалось неблагоприятных косых течений при входе воды в водоприемник.

Расходы существующего правобережного протока забирались 6-й и частично 5-й камерами отстойника. Левые протоки отмирали. Поток основного русла направлялся к 1—3-й камерам отстойника и к первому пролету плотины. Значительная часть большого острова перед водоприемником была смыта.

На рис. 18 отражены результаты съемки поверхностных струй в опыте II—11 и при промыве II—13.

Каждая шпора работала самостоятельно при пуске различных расходов; при расходах $560\text{—}680 \text{ м}^3/\text{сек}$ в основном работали 1-я и 2-я

шпоры; при $1000 \text{ м}^3/\text{сек}$ включалась в работу шпора 3 и при $1400—1650 \text{ м}^3/\text{сек}$ — шпора 4, которая давала хорошие результаты по выправлению потока.

Максимальная глубина местного размыва у шпоры 2 получилась $6,8 \text{ м}$ при расходе $680 \text{ м}^3/\text{сек}$ и $6,4 \text{ м}$ при расходе $1650 \text{ м}^3/\text{сек}$ и достигла отметки $73,4$. Минимальная отметка, равная $71,2$, была зафиксирована между шпорой 3 и 4 в русле, а пространство между шпорами заноси-

Т а б л и ц а 6

Номер опыта	Расход воды, м³/сек	Дли- тель- ность опыта, час. — мин.	Количество наносов										Распределение воды		
			пущенное	уловленное								плотина	промывная галерея	водоприемник	
				всего		плотина		промывная галерея		водоприемник					
				кг	г/л	кг	г/л	кг	г/л	кг	г/л				кг
II—10	620	3—15	65	0,38	16,8	0,10	12,0	0,153	4,5	0,103	0,3	0,00606	150	220	250
	1000	1—00											530	220	250
	1400	1—15											930	220	250
II—11	680	4—00	75	0,48	32,7	0,21	22	0,303	10	0,258	0,7	0,013	210	220	250
II—12	1650	1—00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1180	220	250
II—13	560	0—45	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	130	190	240*
													5,5	0,39	70,1

* До снижения.

** После снижения.

лось наносами. Минимальная глубина на поп. 37 со стороны правого берега составила $7,7 \text{ м}$, т. е. имела отметки $70,8$. При промыве указанная глубина была занесена до отметки $74,0$, т. е. уменьшилась до $4,5 \text{ м}$. С промывом вдоль оголовков шпор создан хороший проток с лобовым подходом потока к водоприемнику. Это основное русло действовало и при расходе $1650 \text{ м}^3/\text{сек}$. Следовательно, можно считать, что меженный и паводковый стрежни потока совпадут. Форма и ширина русла с образованием обрыва при промыве показаны на рис. 18. Там же в таблице даны измерения величины поверхностных скоростей до и при промыве наносов, распределение расходов по отводам и темп снижения горизонта воды.

На рис. 19 приведены совмещенные продольные профили русла с нанесением горизонтов воды для различных расходов.

Во всех вариантах и в бытовых условиях был замечен размыв русла при пуске максимальных расходов ($1300—1600 \text{ м}^3/\text{сек}$). Это говорит о том, что при прохождении больших паводков происходит самопромыв русла верхнего бьефа.

По промыву наносов отметим еще следующее: со снижением горизонта воды у плотины на $0,8 \text{ м}$ 4-я и 5-я камеры отстойника работали нормально при лобовом подходе потока. Смыв острова происходил именно в этом направлении через промывные галереи. Камера 3 работала только одной правой половиной, а из левой половины вода входила обратно в верхний бьеф. Камеры 2 и 6 выключались из работы. Ширина развивающегося протока равнялась $\sim 50 \text{ м}$. Расход водоприемника в это время составлял $120 \text{ м}^3/\text{сек}$, промывников — $200 \text{ м}^3/\text{сек}$, а плотины — $250 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Было замечено движение гравия размером $9 \times 12 \times 9$ мм, скорость которого от поп. 37 до промывников равнялась $\frac{68}{2,8} = 24$ см/сек. При переводе на натуру диаметр камня будет около 360 мм. Камень может двигаться со скоростью 2,4 м/сек при ширине протока 50 м и глубине примерно 2,0 м, с расходом водоприемника и промывника в этом на-

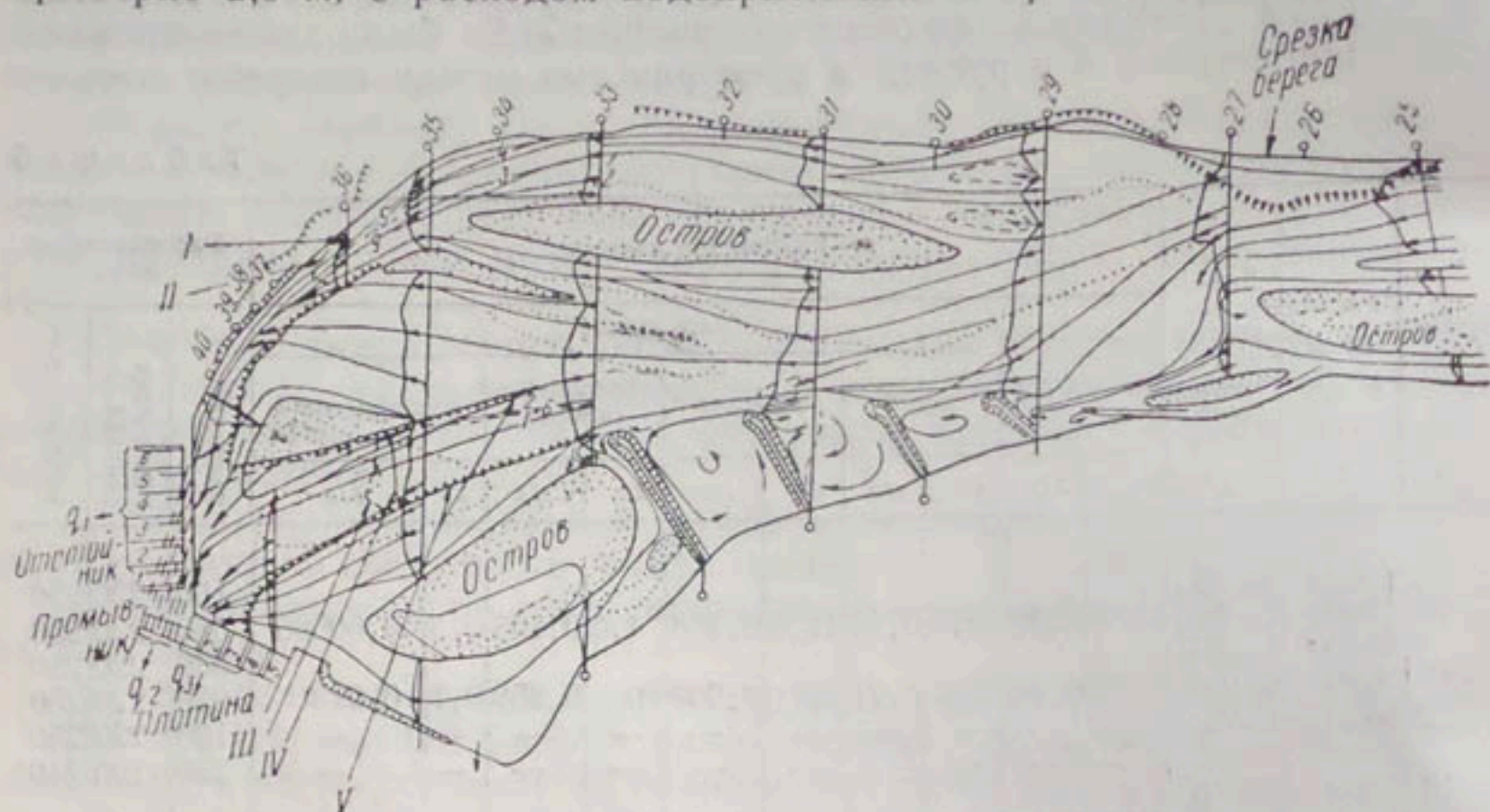


Рис. 18. Верхний бьеф плотины, поплавочная съемка при расходе $680 \text{ м}^3/\text{сек}$ (опыт II—11) и при промыве с расходом $560 \text{ м}^3/\text{сек}$ (опыт II—13):

Номер поплавка	Скорость воды до снижения г. в., м/сек	Номер поплавка	Скорость воды при промыве, м/сек	Величина снижения г. в., м	Время	Расходы по отводам
1	2,64	6	2,66	0,50	Вначале	
2	2,66	7	4,10	1,90	Через 1 час.	$q_1=150;$ $q_2=160$ $q_3=250$
3	1,98	8	4,00			
4	1,68	9	3,68			
5	2,70	10	4,02	3,60	Через 5 час.	$q_1=20;$ $q_2=200$ $q_3=340$
У правой	—	11	5,80			
стенки	—	12	3,41			

Примечание. Продолжительность промыва — 9 часов.

Эпюры скоростей при $Q = 560 \text{ м}^3/\text{сек}$: I, IV — до промыва, II, III — при промыве; V — граница русла, образованная при промыве со снижением горизонта воды верхнего бьефа.

правлении $250 \text{ м}^3/\text{сек}$. Средняя скорость потока будет $\frac{250}{50 \cdot 2} = 2,5 \text{ м/сек}$ при поперечной скорости потока 4,1 м/сек. Следовательно, крупные камни при промыве двигаются почти с той же средней скоростью, что и поток.

При промыве правый проток работал слабо. В дальнейшем с некоторым дополнительным снижением горизонта воды размыв против 3-й камеры перемещался ко 2-й. при этом все острова начали смываться. Камера 2 работала одной половиной, вторая половина была занята водоворотом. Острова перед водоприемником смылись через 25 мин. От 5-й камеры до плотины шел сильный смыв наносов. При

у сооружений при широком русле — с другой, определяет происходящие в верхнем бьефе изменения динамической оси потока и деформации русла с блужданием перед узором (рис. 20).

При расходе 500—600 м³/сек динамическая ось потока имеет малый шаг меандры, большую кривизну и конец ее подходит к водоприемнику, вследствие чего больше прижимается к берегам реки, подмывая их. В случае расходов 1500—1650 м³/сек динамическая ось потока имеет большой шаг и меньшую кривизну извилистости благодаря



Рис. 20. Русло верхнего бьефа с указанием динамической оси потока при различных расходах:

динамическая ось потока при Q , м³/сек: 1—1500; 2—1300; 3—1000; 4—800; 5—600; 6—520.

развивающимся инерционным силам и увеличению уклона водной поверхности в паводок, в результате точка соприкосновения кривой оси потока удаляется от берега, перемещается вниз по течению и конец динамической оси подходит к левым пролетам плотины; в этом случае поток размывает русло реки главным образом в глубину.

2. Интенсивность наступающего паводка, величина паводкового расхода и его продолжительность, с одной стороны, и количество проносимого расхода донных наносов, их отложений на одних островах и смыв на других — с другой, определяют исходное положение переформирования русла перед узором при спаде паводка. В результате такого положения имеем, что в одном случае основным является левый проток, в другом — центральный; оба они определяют меженное состояние русла перед узором. Однако такие экстремальные паводковые расходы хотя и нарушают общее состояние русла в целом, но часто повторяющиеся расходы с малой длительностью переформируют русло заново в зависимости от режима эксплуатации узла. Поэтому образуется проток в направлении действующих отверстий сооружений, через которые происходит сброс воды с большими погонными расходами.

3. В период прохождения больших паводковых расходов с большим содержанием наносов, особенно при их спаде, значительные донные наносы откладываются на островах. В маловодные годы с небольшим содержанием наносов в потоке и при прекращении их движения в реке мелкие фракции их смываются потоком с поверхности островов, обнажая крупные фракции. Таким образом создается некоторая отмостка на островах, особенно в начальной части. Острова постепенно увеличиваются, уплотняются и трудно поддаются размыву даже в паводок. Этому еще способствует уменьшение уклона вниз по течению в верхнем бьефе. Поэтому при обычных паводковых расходах (500—700 м³/сек) поток размывает берега. Такому размыву особенно подвергается правый берег на поперечниках 22—25, который сложен из легко размываемых грунтов.

На модели ясно было установлено скопление более крупных фракций наносов перед входом в левый проток на поп. 21 и перед входом в правый проток на поп. 28. В период прохождения больших паводков в указанных местах, как бы в концах переката, скапливается большое количество наносов, а в межень на этих местах образуются перепады как бы через широкий порог, вследствие чего вымываются мелкие фракции наносов и крупные камни с уплотнением обнажаются. Поэтому в дальнейшем можно ожидать отмирания этих протоков и развития правого протока на поперечниках 22—26 и левого на поперечниках 28—33.

4. В опытах найдено, что при прохождении больших расходов наблюдается самопромыв наносов из верхнего бьефа. Кроме того, установлена невозможность восстановления правобережного протока при естественном формировании русла, т. е. без выправления русла.

Проведенные на модели опыты по формированию русла с пропуском гидрографа расходов показали, что исходное состояние русла при $520 \text{ м}^3/\text{сек}$ осталось почти неизменным. Так, например, после пропуска гидрографа с максимальным расходом $1500 \text{ м}^3/\text{сек}$ и при последующем пропуске расхода $600 \text{ м}^3/\text{сек}$ в конце опыта динамическая ось потока, форма русла и другие элементы остались подобными наблюдаемым при расходе $520 \text{ м}^3/\text{сек}$.

5. Как указывалось выше, при существующем положении верхнего бьефа без регуляционных сооружений оказалось, что:

а) промыв является эффективным мероприятием по удалению наносов;

б) промыв с полным снижением подпертого горизонта воды по сравнению с частичным снижением на 2,3—2,5 м протекает в 4—5 раз интенсивнее и можно смыть во столько же раз больше наносов;

в) промыв по длине распространяется до 600—700 м вверх по течению при длительности 10 час.;

г) вследствие незарегулированности подводящего русла не смывается полезный объем наносов, т. е. не может быть смыт остров перед водоприемником;

д) не разрабатывается желаемое русло по направлению к водоприемнику. Для создания этого направления (лобового по отношению к водоприемнику) необходимо организовать длительный промыв с малым снижением горизонта воды со сбросом ее через промывники, 6-ю камеру и 1-й пролет плотины. Однако без выправления русла, т. е. при существовавших условиях эксплуатации узла осуществить такой промыв невозможно.

Таким образом было установлено, что для эффективного смыва полезного объема и улучшения подхода потока к водоприемным сооружениям необходимо регулировать подводящее русло в верхнем бьефе.

6. Проведение опытов с регулированием русла по варианту Ia дало следующие результаты:

а) регулированием русла верхнего бьефа можно эффективно смывать полезный объем наносов перед водоприемником;

б) можно поддерживать устойчивое глубокое русло в желаемом направлении;

в) направление дамбы по варианту Ia неприемлемо по отношению к водоприемнику, т. е. в этом варианте ухудшается гидравлическое условие водозабора (боковой водозабор) и увеличивается попадание донных наносов в отстойник;

г) при ударе основного потока о правую стенку и при резком изги-

бе потока происходит нежелательный сильный местный размыв глубиной до 13 м;

д) большой остров перед водоприемником не может быть смыт, а полоса размыва перед водоприемником имеет ширину 30—40 м;

е) работа промывных галерей по отводу наносов (60—70%) оказывается напряженной, и возникает опасность скопления наносов в нижнем бьефе у выхода промывных галерей при малом сбросном расходе через них. При закрытом положении промывных галерей вследствие измучивания усиливается попадание крупных наносов в водоприемник.

7. При исследовании варианта Ia была подтверждена несостоятельность предложения о повороте реки в правобережный проток (вариант I) и при этом опытами была доказана опасность подмыва правобережной стенки. Кроме того, осуществление суженного кривого русла по варианту I нецелесообразно еще и по соображениям пропуска максимальных паводковых расходов. В первый момент при прохождении больших расходов происходит резкий подъем уровня воды и образуются большие уклоны, вследствие чего поток стремится прокладывать себе прямой путь к плотине. Следовательно, значительная криволинейная струенаправляющая продольная дамба (вариант I), находясь на пути потока, будет воспринимать бесконечное его давление при бурном протекании в узком зарегулированном русле, что создает опасность образования больших местных размывов у основания дамбы и возможный прорыв ее в любом участке. При малых расходах реки такая дамба также постоянно находится под воздействием удара потока. Таким образом, восстановление правобережного русла, во-первых, требует больших работ по строительству и, во-вторых, создает большую напряженность в эксплуатации.

8. Опыты показали, что выправление русла по варианту IIa с одной продольной дамбой (с поворотом на 14° влево направления дамбы по варианту Ia) не дает существенного изменения при переформировании русла в желаемом направлении, в этом варианте протекание потока и условия водозабора мало отличаются от существующих условий. Наблюдениями на модели установлено, что основную массу наносов можно сбрасывать через отверстие плотины.

9. Наблюдение за деформациями русла верхнего бьефа показало, что при малых расходах — порядка $500\text{—}600\text{ м}^3/\text{сек}$ — при подходе к узлу стрежень потока изменяется с отклонением направления основного расхода в сторону водоприемника, а при большом расходе — $1300\text{—}1650\text{ м}^3/\text{сек}$ — стрежень потока смещается влево и подходит к плотине, т. е. при разных расходах перед узлом русло неустойчиво.

10. Опыты позволили установить, что наилучшим является подвод потока к узлу, создаваемый вариантом III; при расходах до $600\text{ м}^3/\text{сек}$ имеем лобовой подход потока к водоприемнику и частично к правому пролету плотины, при больших расходах создается подход к плотине с малой кривизной. При таких расходах воды основная масса наносов (67%) проходит через плотину, а остальные (33%) — через промывные галереи.

11. Попадание донных наносов в водоприемник при больших паводковых расходах в варианте III составляет от 0,04 до 2,44%, тогда как в варианте Ia — до 30%, в варианте IIa — до 3% и без регулирования — до 7%. Как видно, подход потока с малой кривизной при работе промывных галерей дает лучшие результаты. Создание такого подхода при большом проценте забора воды по принципу послойного деления потока наилучшим образом отвечает существующей компоновке водоприемника и расположению плотины.

В варианте III значительная часть острова перед водоприемником была смыта, поток основного русла направлен к 1—3-й камерам отстойника и к 1-му пролету плотины.

Надо отметить, что при варианте III все же имеет место частичный свал потока в правый проток. Образование этого слабого протока хотя и не имеет существенного значения для водозабора, но факт существования двух протоков перед узлом не совсем желателен. Поэтому наилучшим надо считать такое регулирование русла, которое позволит направить поток одним руслом. Однако при этом соединение потоков происходит в непосредственной близости от водоприемника, где образуется поперечная циркуляция струй и донные токи вместе с наносами увлекаются в водоприемник. Для предотвращения этого нужно закрыть правое русло полностью, установив несколько поперечных шпор. Это мероприятие может быть осуществлено не сейчас, а на последнем этапе, по мере необходимости в нем. (В связи со строительством Чарвакского водохранилища в будущем и регулированием стока воды и наносов положение на узле облегчится. Тогда необходимость выправления русла с правого берега отпадает).

Рекомендации по возведению выправительных сооружений и эксплуатации узла

Наилучшим вариантом по выправлению русла верхнего бьефа при подходе к гидроузлу, как показали опыты, является вариант III выправления русла с помощью поперечных шпор, линия оголовков которых проходит по кривой с малой кривизной. По этому варианту в паводок основная масса наносов наилучшим образом направляется в сторону плотины и в межень через промывные галереи, а также создает хорошие условия по забору воды в водоприемник.

Указанный вариант еще имеет следующие преимущества при строительстве и эксплуатации: 1) отдельные поперечные шпоры могут быть возведены самостоятельно, а в случае их одновременного возведения работу по строительству можно вести широким фронтом, выполнив ее в короткий срок; 2) такое размещение шпор в процессе эксплуатации позволяет внести коррективы по их длине путем наращивания; 3) всякая возможная авария (подмыв) в эксплуатации ограничивается той шпорой, где это может произойти, и не распространяется на другие, кроме того, такие аварии легче ликвидируются, а при одной продольной дамбе авария может парализовать работу всей дамбы; 4) продольная дамба не гарантирует маневренности при создании желаемого устойчивого подводящего русла.

Поэтому мы рекомендовали выправление русла несколькими поперечными шпорами, вместо одной струенаправляющей дамбы, что и было осуществлено в натуре (рис. 21).

До осуществления выправительных работ было рекомендовано изменить существующий режим эксплуатации в 1955 г. следующим образом:

1. Должна быть пущена в работу камера I отстойника.
2. Излишки воды необходимо постоянно сбрасывать через промывные галереи, начиная с верхних промывников (по течению). Только после исчерпывания пропускной способности галереи ($280 \text{ м}^3/\text{сек}$) излишки паводкового расхода должны пропускаться через правые пролеты плотины путем частичного равномерного открытия с малыми погонными расходами.

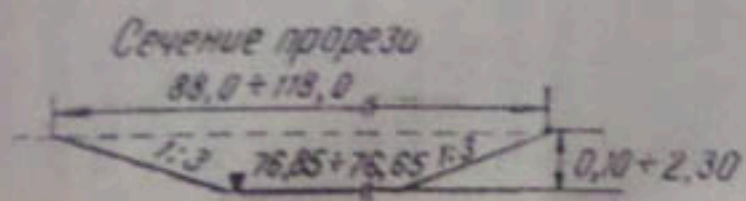


Рис. 21. План гидроузла (показаны выполненные регулировочные работы в натуре):

1—струеноснаправляющие шпоры глухой части плотины; 2—водоотводная канава; 3—быстроток; 4—акведук через канал „Янги“; 5—труба; 6—канал переключения р. Аксаката; 7—труба под каналом переключения р. Аксаката; 8—волоньпуск в дамбе обвалования; 9—дренажная канава; 10—дамба обвалования.

3. Обязательно ввести в режим эксплуатации периодический промыв со снижением горизонта воды только при спаде паводка, когда установится расход 450—500 м³/сек.

4. Промыв верхнего бьефа должен быть многократным (2—3 раза при спаде паводка) с толчками, т. е. путем нескольких последовательных снижений горизонтов на величину 3—4 м, с длительностью 8—10 час. При этом промыв осуществляется через донные промывные галереи с полным открытием их и частичным открытием прилегающих к водоприемнику отверстий плотины — в зависимости от величины сбросного расхода.

Перечисленные мероприятия должны способствовать оттягиванию основного потока к середине русла и создать некоторую стационарность в режиме протекания потока верхнего бьефа.

5. Для обеспечения вышеуказанного режима эксплуатации необходимо предотвратить опасность подмыва дамбы грязеспуска в нижнем бьефе путем крепления ее надлежащим образом.

6. В нижнем бьефе должен быть сделан прокоп в отмели для прямого выхода потока вниз по течению. Это улучшит протекание потока в нижнем бьефе в период паводка и в зимний шуговой период. Прорезь необходима еще против выхода грязеспускного канала для обеспечения нормальной работы его.

Такие прорезы и выправление русла в нижнем бьефе были произведены эксплуатирующими организациями.

На рис. 21 приведен схематический проект регулировочных работ в верхнем бьефе на основе проведенных исследований, который был осуществлен в натуре в 1960—1961 гг.

И. А. БУЗУНОВ, Г. Т. ГАВРИЛЮК

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ОПЫТНОГО РАЗМЫВА ЦЕНТРАЛЬНОГО ГОЛОДНОСТЕПСКОГО КОЛЛЕКТОРА

Методы размыва и гидротранспорта для разработки русел каналов при благоприятных условиях позволяют существенно удешевить стоимость строительства. Эти методы успешно применялись при строительстве Актепинской и Шаариханских ГЭС, отводящего русла Фархадской ГЭС и других более мелких объектов, однако из-за недостаточной изученности процессов размыва и гидротранспорта они в условиях Средней Азии не получили широкого распространения в практике ирригационного и гидротехнического строительства.

Отсутствие надежной методики расчетов, прежде всего расчетов продолжительности размыва, определяющей сроки строительства, приводит к тому, что даже там, где разработка каналов размывов и гидротранспортом была бы рациональна, она отклоняется и проекты не рассматриваются.

Известный интерес могут представить результаты изучения опытного размыва концевой части Центрального Голодностепского коллектора (ЦГК), произведенного институтом «Средазгипроводхлопок» в 1960—1961 гг. с участием авторов настоящей статьи. В результате освоения Голодной степи возникла необходимость реконструкции ЦГК, в частности увеличения его пропускной способности в концевой части до $90 \text{ м}^3/\text{сек}$. Составленный проект реконструкции ЦГК предусматривал его расширение и заглубление (необходимо было произвести выемку почти 15 млн. м^3 грунта). При этом строительство концевого участка коллектора, начиная с ПК 772, было запроектировано по новой трассе, которая позволяла вывести его по кратчайшему расстоянию в понижения, прилегающие к Арнасайской впадине. Поэтому в конце коллектора создавался перепад в горизонтах около 3 м. Учитывая наличие такого перепада, а также то, что трасса коллектора проходит в основном в супесчаных и суглинистых грунтах, один из авторов настоящей статьи — Г. Т. Гаврилюк предложил построить целинный концевой участок коллектора в виде пионерной траншеи с большим уклоном, а затем методами размыва и гидротранспорта произвести разработку этого, а также прилегающего участка. В связи с этим было решено организовать опытные работы в пределах концевого целинного участка, т. е. ниже ПК 772 (см. рис. 1).

Так как трасса коллектора в пределах целинного участка пересекала ряд низин, которые после пуска воды превратились в озера, то размыв производился не на всей его длине (9480 м), а на отдельных участках, из которых верхний (от начала целинного участка до озера

№ 1) имел длину 4377 м, средний (между озерами № 1 и № 2) — 300 м и нижний (между озерами № 2 и № 3) — 1525 м.

На указанных участках экскаватором была вырыта пионерная траншея шириной по дну 2 м, при заложении откосов $m = 0,75$. Дну траншеи был придан уклон $i = 0,0003$. Отрытый грунт (80 тыс. м³) был отсыпан в кавальеры вдоль берегов траншеи. На пересекаемых низинах, имевших отметки ниже отметок проектного дна траншеи, никаких работ не производилось.

Перед пуском воды в траншею (16 сентября 1960 г.) старое русло коллектора было пересыпано земляной перемычкой. Для наблюдений за ходом размыва оборудовано 13 наблюдательных створов с нумерацией их по направлению течения воды (первые 9 створов на верхнем участке, 10-й на среднем, 11-й и 12-й на нижнем и 13-й за пределами опытного размыва — ниже озера № 3 на 400 м).

На всех створах, кроме створа № 2, производились ежедневные наблюдения за горизонтами воды, а также 4—5 раз в месяц брались пробы мутности воды для определения содержания и фракционного состава наносов. Створ № 1, расположенный в начале верхнего участка на ПК 773 + 56, являлся основным гидрометрическим створом, определявшим расходы воды, поступавшей на участок размыва. Ежедневные расходы воды определялись по кривой $Q = f(H)$, которая систематически уточнялась контрольными вертушечными замерами.

Кроме отмеченных наблюдений и измерений, в период размыва были произведены четыре съемки русла поперечниками (в январе, апреле, августе и декабре 1961 г.). На основе съемок определялись объемы размыва русла и размыва за период между съемками.

Наконец, при организации исследований в процессе размыва намечалось провести мероприятия по повышению его эффективности, для чего предполагалось применить рыхлительную технику, в частности боронование дна на тяге катера БМК, и даже землеройные механизмы (малые землечерпалки или болотные экскаваторы) для расчистки пробок, образующихся в местах обнажения линз, трудно размываемых глинистых грунтов. К сожалению, эти работы проводились в крайне ограниченном объеме, не позволившем достаточно убедительно выяснить эффективность и экономическую целесообразность намечавшихся мероприятий. Так, для повышения эффективности размыва применялось рыхление дна бороной на тяге катера БМК, однако было сделано всего несколько проходов катера (в июле). Работа по расчистке пробок в наиболее доступных местах производилась вручную.

При организации опытного размыва предполагалось выяснить:

а) характер размыва русла в продольном и поперечном профилях;
б) распределение мутности по длине участка размыва;
в) интенсивность размыва во времени и возможность использования для ее расчета существующих формул;

г) характер отложений продуктов размыва в пересекаемых низинах;

д) эффективность мероприятий по искусственному повышению интенсивности размыва (применение рыхлительной техники).

Как показывают материалы съемок, а также визуальные наблюдения, размыв русла в поперечном профиле может быть охарактеризован следующим образом.

На верхнем участке сформировалось правильное, прямолинейное в плане, устойчивое русло с коэффициентом устойчивости по Алтунину $A = 0,82—0,84$, на нижнем участке русло имело $A = 0,88—1,12$, что говорит о его меньшей устойчивости, связанной с меандрированием

в плане (трасса пионерной траншеи была запроектирована с поворотом, который и вызвал образования меандр).

Приведенные в табл. 1 данные показывают, что размыв в основном характеризуется отсутствием тенденции к интенсивной разработке русла в ширину.

Таблица 1

Изменение значений коэффициента A по съемкам

Номер съемки	Время съемки, 1961 г.	Средний расход воды за период съемки, $\text{м}^3/\text{сек}$	Средний продольный уклон русла	Значения A на участках	
				верхнем	нижнем
1	5.II — 10. I	10,6	0,00074	0,832	0,88
2	21.IV — 7. V	5,0	0,00065	0,840	1,11
3	22.VIII — 28.VIII	4,0	0,00072	0,825	1,12

За первый год исследований расходы воды в коллекторе колебались от $4 \text{ м}^3/\text{сек}$ до $6 \text{ м}^3/\text{сек}$, в январе, феврале и апреле они превышали

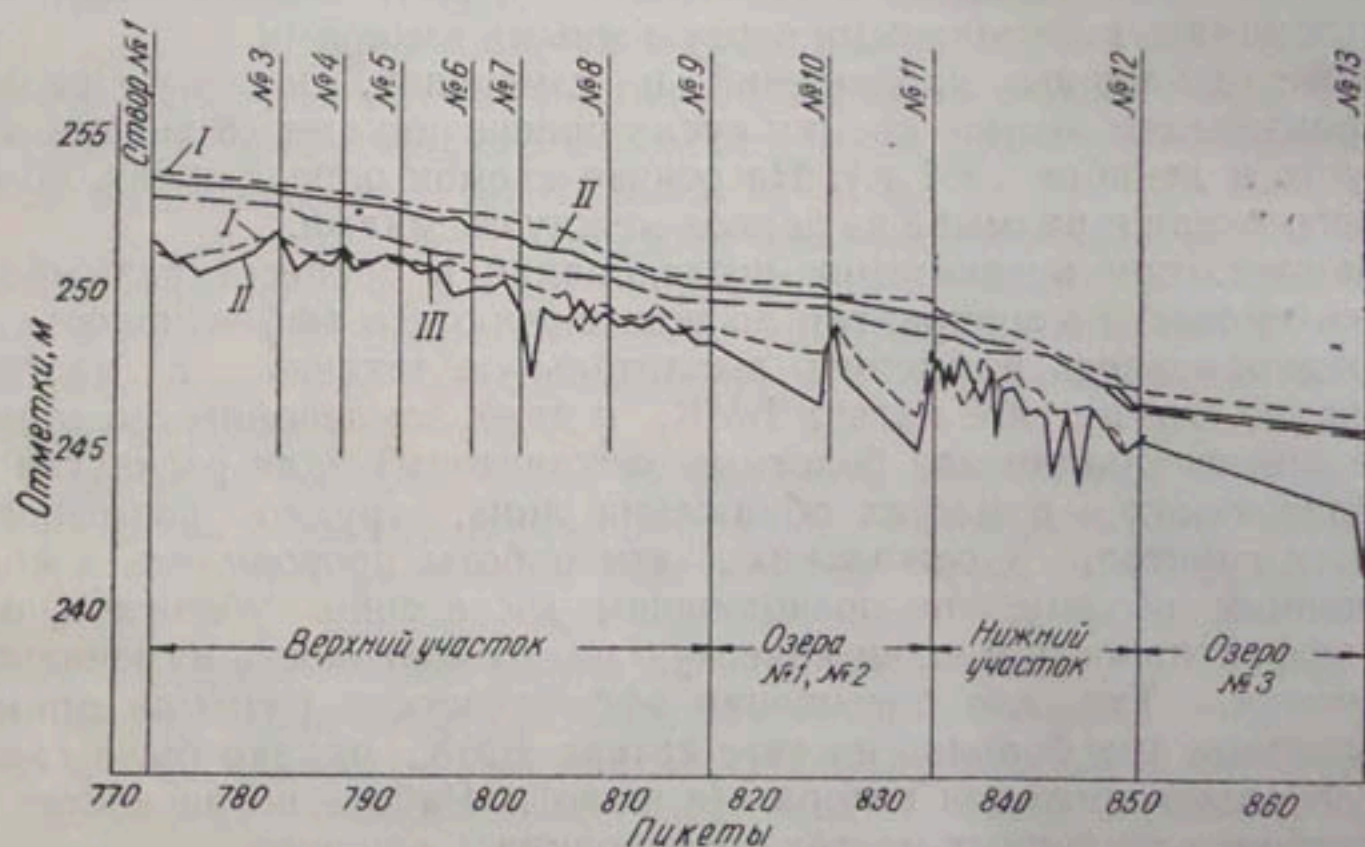


Рис. 1. Продольный профиль горизонтов воды и наинизшего размывтого дна ЦЖК в 1961 г. по 13 створам:

I — горизонт и дно в январе; II — горизонт и дно в апреле; III — горизонт в августе.

$6 \text{ м}^3/\text{сек}$, а в октябре 1960 г., конце июня, июле и первой половине августа 1961 г. были меньше $4 \text{ м}^3/\text{сек}$. Максимум расходов воды, составлявший $13,5 \text{ м}^3/\text{сек}$, наблюдался в конце января 1961 г., минимум — $1 \text{ м}^3/\text{сек}$ — в середине июня этого же года.

Формирование продольного профиля размываемого русла характеризует рис. 1. На верхнем участке (створы № 1—9) в первый период размыва свободная поверхность воды имела вид параболы с выпуклостью вверх с меньшими уклонами выше створа № 4 и большими — ниже створа № 8. В процессе размыва шло увеличение уклонов в начальной и средней части, к августу уклоны выровнились. Следует отметить, что уклоны нижнего участка примерно в два раза больше уклонов верхнего, соответственно объем размыва на нижнем участке

оказался в два раза больше объема размыва верхнего участка, хотя длина его в три раза меньше.

Как показывают данные, приводимые в табл. 2, интенсивность размыва, определяемая объемами размыва, подсчитанными по мате-

Таблица 2

Изменение интенсивности размыва по данным съемок

Время съемки, 1961 г.	Объем размыва нарастающим итогом, тыс. м ³			Объем размыва, тыс. м ³	Интенсивность размыва, м ³ /сутки	Расход воды, м ³ /сек	Интенсивность размыва в м ³ на м ³ /сек расхода воды за сутки
	верхний участок	нижний участок	всего				
5.I — 10. I	50,0	91,6	141,6	141,6	915	4,83	189
21.IV — 7. V	64,4	104,8	169,2	27,6	238	6,95	34
22.VIII — 28.VIII	79,1	108,2	187,3	18,1	163	3,45	47
15.XII — 19. XII	96,5	116,9	213,4	26,1	230	5,90	39

Примечание. В сентябре 1960 г. интенсивность размыва достигла 3340 м³/сутки при $Q = 3,65$ м³/сек, или 915 м³/сутки на 1 м³/сек расхода воды.

риалам производившихся съемок, со временем уменьшалась. При этом интенсивность размыва, выраженная в кубических метрах грунта за

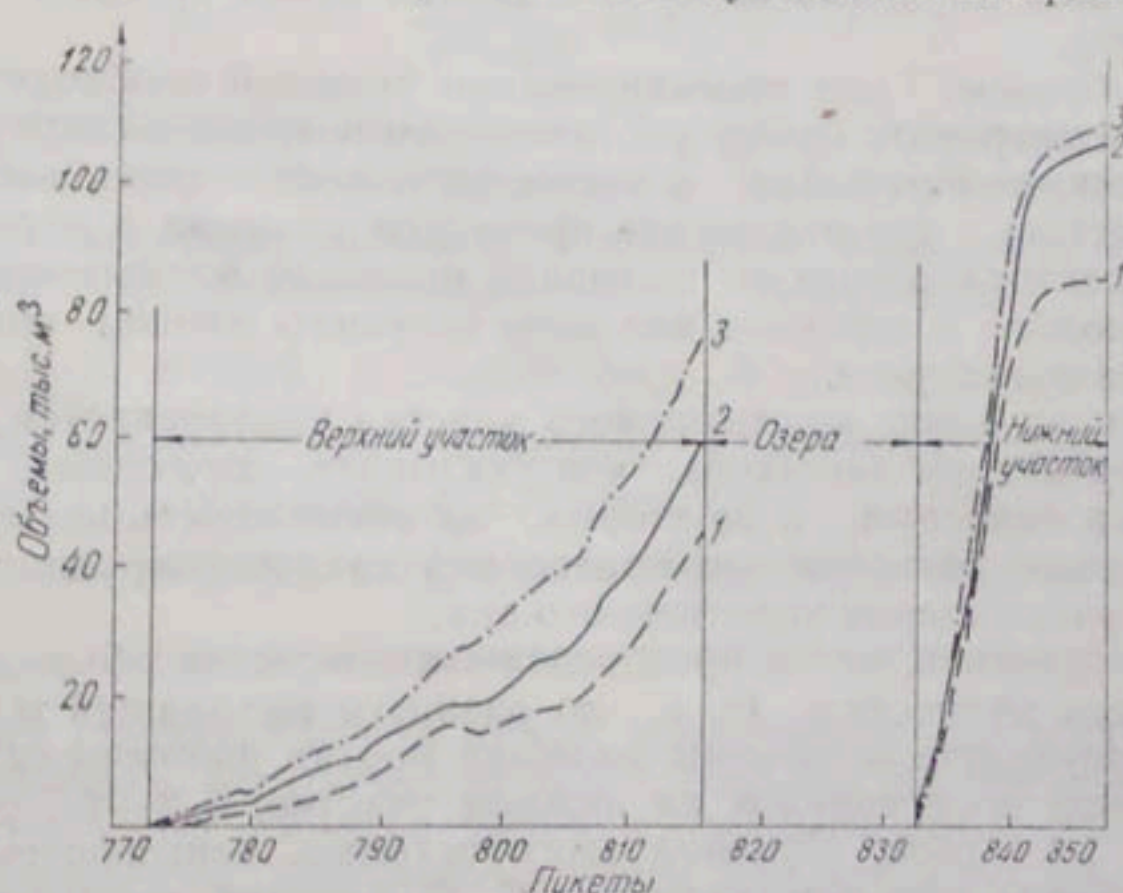


Рис. 2. Суммарные кривые нарастания объема размыва по длине:

1 — по съемке 5–10.I 1961 г.; 2 — по съемке 21.IV–7.V 1961 г.;
3 — по съемке 22–28.VIII 1961 г.

сутки на единицу расхода воды в кубических метрах в секунду, резко сократилась в начале периода размыва, а в последующем оставалась примерно постоянной. Некоторое увеличение интенсивности размыва в апреле — августе, несмотря на уменьшение среднего расхода воды в этот период, следует объяснить производившимся в июле рыхлением дна бороной.

Анализ распределения объемов размыва по длине русла (рис. 2) показывает, что на верхнем участке суммарная кривая объемов, выражающая нарастание объема по длине, имеет выпуклость, обращенную

вниз, т. е. нарастание объемов размыва увеличивается к концу участка. Это можно объяснить большим смывом дна в первый период размыва. В процессе размыва указанная кривая все более приближается к прямой, причем концевые участки играют роль транзитных. Анализ суммарной кривой также показывает на известное соответствие между крутизной ее подъема и уклоном водной поверхности продольного профиля.

На нижнем участке суммарные кривые нарастания объемов размыва имеют более сложную форму, причем ниже ПК 840 кривая повернута выпуклостью вверх, что говорит о затухании размыва из-за малой размываемости грунтов (так как уклоны там больше).

Поскольку уменьшение интенсивности размыва, как указывалось выше, не связано с уменьшением уклонов или неблагоприятным изменением элементов русла, оно, по-видимому, может быть объяснено следующими факторами:

а) обволакиванием поверхности грунта илистой пленкой, уменьшающей шероховатость, а следовательно, и характер воздействия потока на грунт;

б) сильным засорением поверхности дна корнями растений (в основном за счет обвалившегося при размыве дерна или растительного покрова);

в) выходами трудно размываемых глинистых пластов, образовавших временные базисы эрозии для лежащих выше участков;

г) наличием дерновых порогов в местах входа траншей в озера и выхода из озер.

Таким образом, при проектировании траншей необходимо обязательно предусматривать срезку растительного покрова по верху траншей в пределах ширины размыва, а также на полосе пересекаемых низин. Следует отметить, что отложение продуктов размыва в пересекаемых трассой коллектора озерах не вызывало подпоров размываемых участков и происходило в основном вне зоны текущего потока, образуя для него своеобразные берега.

Мутность по длине размываемого участка увеличивается, приближенно следуя закону параболы, что указывает, во-первых, на недогрузку потока наносами, а во-вторых, на возможность насыщения потока продуктами размыва до предельной транспортирующей способности путем разрыхления уплотненного дна.

Следует отметить, что в произведенных подсчетах объема размыва по замеренным мутностям (т. е. по разности выходящей и входящей мутности) преувеличены объемы размыва против фактических, определенной съемкой поперечников на нижнем участке, в 2—2,5 раза, а на верхнем — в 3—4 раза. Причина этого осталась невыясненной. Такое же несоответствие объемов установил С. Т. Алтунин при изучении размыва нижнего бьефа I-го Тедженского водохранилища, что он объяснял местным увеличением мутности под влиянием обрушения берегов.

Несмотря на значительное расхождение объемов размыва, подсчитанных по мутности и определенных съемкой поперечников в процессе исследований, была произведена попытка проверить применимость к расчету процессов размыва и гидротранспорта существующих формул для определения транспортирующей способности потока по взвешенным наносам. Для проверки были приняты наиболее применимые в условиях Средней Азии формулы:

А. Н. Гостунского —

$$\rho = \frac{\gamma H^{\frac{1}{2}} R^{1.5}}{u}$$

и С. Х. Абальянца —

$$\rho = k \cdot D \frac{v^3}{H \cdot \bar{u}},$$

где

$$k = \left(1 - \frac{\bar{u}}{0,08v} \right)^4.$$

Поскольку в процессе исследований было установлено, что размываемое русло подчиняется формуле устойчивой ширины С. Т. Алтунина

$$B = A \frac{Q^{0,5}}{I^{0,2}},$$

формулы мутности были приведены к следующему виду:

А. Н. Гостунского —

$$\rho = \frac{F}{\bar{u}} \left(\frac{n}{A} \right)^{0,3} Q^{0,15} \cdot I^{1,41} = k_{\Gamma} Q^{0,15} I^{1,41}, \quad (1)$$

С. Х. Абальянца —

$$\rho = \frac{k \cdot D}{\bar{u}} \cdot \frac{Q^{0,3} \cdot I^{1,32}}{n^{2,4} \cdot A^{0,6}} = k_A \cdot Q^{0,3} \cdot I^{1,32}. \quad (2)$$

Для сопоставления полученных формул с результатами натурных исследований значения коэффициентов k_{Γ} и k_A были подсчитаны из следующих натурных данных: $\bar{u} = 0,00154$ м/сек; $n = 0,03$; $A = 1,2$ (наивысшее по рекомендации С. Т. Алтунина); $v = 1,0$ м/сек; $k = \left(1 - \frac{\bar{u}}{0,08v} \right)^4 = 0,92$; $\Gamma = 3300-660$; $D = 0,02$. Этот подсчет дал следующие значения коэффициентов: $k_{\Gamma} = 708\,000$ (при $\Gamma = 3300$) и $k_{\Gamma} = 142\,000$ (при $\Gamma = 660$); $k_A = 51\,800$.

Пользуясь данными натурных измерений, мы подсчитали значения $\frac{\rho}{I^{1,41}}$ и $\frac{\rho}{I^{1,32}}$, причем при подсчетах величина мутности ρ принималась как средняя арифметическая между измеренными мутностями на двух соседних створах, а значение уклона — равным среднему уклону между этими же створами, определенному по разности горизонтов, для даты измерения мутности. Полученные точки для верхнего участка в функции от расходов воды нанесены на рис. 3. Там же построены и теоретические кривые. На рис. 3а кривая построена по выражению $\frac{\rho}{I^{1,41}} = 142\,000 Q^{0,15}$, на рис. 3б — по выражению $\frac{\rho}{I^{1,32}} = 51\,800 Q^{0,30}$; кривая по выражению $\frac{\rho}{I^{1,41}} = 708\,000 Q^{0,15}$, соответствующая $\Gamma = 3300$, не показана, так как она проходит значительно выше натурных точек.

Из рис. 3 видно, что обе кривые проходят по верхней границе натурных точек, свидетельствуя о недостаточной насыщенности потока продуктами размыва. При этом лучшее совпадение теоретических кривых с натурными точками дает кривая, построенная по выражению

$\frac{\rho}{I^{1,32}} = 51\,800 Q^{0,30}$ (рис. 3б), соответствующему формуле (2). Подсчеты объемов размыва по этой формуле на основе среднемесячных расхо-

дов воды и среднемесячных значений среднего уклона участка дали довольно хорошее совпадение с подсчетами, произведенными по наблюденным мутностям (преувеличение составило не больше 25—30%).

Полученные кривые предполагалось использовать в дальнейшем для выяснения эффективности рыхления грунтов ложа коллектора, для чего намечалось систематически брать пробы мутности и, накладывая полученные данные на график, выяснить, возможно ли принятым ме-

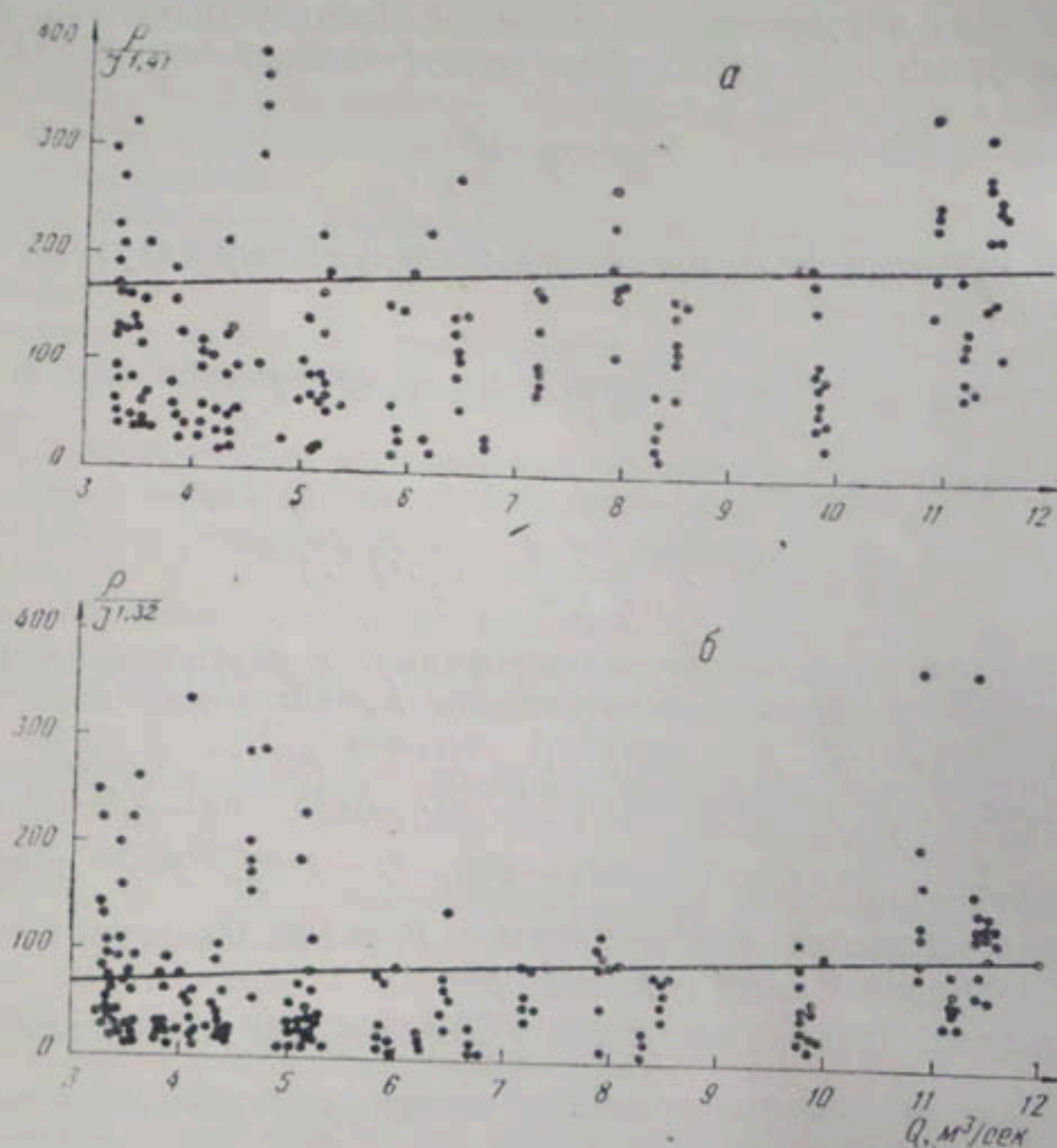


Рис. 3. Сопоставление натуральных точек с теоретическими кривыми по формуле:

a — А. Н. Гостунского $\rho = 142\,000 Q^{0.15} J^{1.41}$; *б* — С. Х. Абальянца $\rho = 51\,800 Q^{0.3} J^{1.32}$.

тодом рыхления добиться насыщения потока до транспортирующей способности, определяемой кривыми, а также какова для этого должна быть интенсивность работы катеров (число проходов за сутки). К сожалению, эта работа осталась не выполненной. Следует отметить, что весьма недостаточные данные измерений в период кратковременной работы катера в июле 1961 г. показали, что в результате прохода катера с бороной мутность потока по створам не только может быть доведена до величины мутности, определяемой теоретическими кривыми, но даже может превышать последнюю в 1,5—2,0 раза.

Результаты произведенных исследований позволяют сделать следующие выводы.

1. В процессе размыва прямолинейной пионерной траншеи, отрытой в лессовых и супесчаных грунтах, формируется достаточно правильное

устойчивое русло, ширина которого удовлетворяет формуле С. Т. Алтунина.

2. При проектировании траншеи следует избегать переломов трассы в плане, а также предусматривать срезку верхнего почвенного покрова в пределах всей ширины ожидаемого размыва.

3. Для ориентировочных расчетов процесса размыва в аналогичных условиях можно пользоваться приведенной в статье видоизмененной формулой С. Х. Абальянца, вводя коэффициент уменьшения $\psi = 0,4 \div 0,25$ в зависимости от ожидаемой степени насыщенности потока.

4. В процессе размыва необходимо производить работы по оперативному регулированию размыва, применяя рыхлительную технику для повышения эффективности размыва в целом и устранения местных препятствий (слабо размываемые пороги в местах выхода более прочных грунтов). В этом случае величина ψ может быть доведена до единицы.

Поскольку проведенные опытные работы не позволили выработать эффективных мер по рыхлению и даже выяснить эффективность намечавшегося метода рыхления бороной на тяге катером, следует организовать более обстоятельные опытные работы на другом объекте, учитывая все отмеченные выше недостатки проведенных исследований.

Р. М. КАРИМОВ

ГИДРАВЛИЧЕСКИ УСТОЙЧИВЫЕ ФОРМЫ РУСЕЛ КАНАЛОВ КРИВОЛИНЕЙНОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Поток, протекающий в однородных аллювиальных грунтах, вырабатывает русло поперечного сечения криволинейной формы.

С. Т. Алтунин [1] указывает, что поперечные профили рек на участке, прямолинейном в плане, имеют форму прямоугольника, полуэллипса или параболы высших степеней (от шестой до двенадцатой), встречаются на горных, предгорных и равнинных участках рек, дно которых сложено из сильноразмываемых, а берега — из слаборазмываемых грунтов.

А. Н. Крошкин [6] в результате исследований на реках Киргизской ССР установил, что в аллювиальных грунтах русла имеют форму сечения, очерченную параболой различного порядка — от второго до двенадцатого.

Ф. Б. Нельсон-Скорняков на основании материалов мелиорационного бюро США и данных Д. Ласейя указывает: «Естественно, что несущие наносы русла имеют тенденцию принять полуэллиптическое сечение, что подтверждено проверкой большого количества русел, находящихся в состоянии конечного режима, и проверкой поперечных сечений рек в хорошо выраженных прямых участках, достигших известной устойчивости» [10].

Представляется возможным установить предельные значения гидравлических элементов криволинейных сечений русел-каналов, соответствующих гидравлически устойчивому движению в них потока, т. е. такому движению, когда еще не происходит нарушения условий равномерного движения, ось потока не искривляется, в нем не зарождаются серпантины и движение с двумя или несколькими динамическими осями.

Рассмотрим параболические, круговые и эллиптические гидравлически устойчивые сечения русел-каналов.

НЕКОТОРЫЕ ОБЩИЕ ЗАВИСИМОСТИ

А. В. Троицкий [5] установил, что в предельном гидравлически устойчивом сечении кинетичность потока (число Фруда), представляющая собой отношение удвоенной удельной кинетической энергии потока к удельной потенциальной энергии сечения, должна быть наибольшей, т. е.

$$Fr = \frac{\alpha' v^2}{gh} = Fr_{\max}, \quad (1)$$

где v — средняя скорость;
 h — наибольшая глубина сечения;
 α' — коэффициент кинетической энергии.

Нахождение максимума $\dot{\Gamma}_{\max}$ в работе было сведено к нахождению максимума отношения

$$\sqrt{\frac{\omega h}{\chi_0^{1+2y}}} \quad (2)$$

По отношению (2) можно установить (задача вариационного исчисления) и форму абсолютного гидравлически устойчивого самоформирующегося русла. Основываясь на этом положении, можно получить соотношения элементов формы, характеризующих гидравлически устойчивые сечения различных форм (параболические, трапецеидальные, круговые, эллиптические и др.). Такие сечения назовем гидравлически устойчивыми сечениями данной формы. На них могут быть наложены ограничения: например, в трапецеидальном сечении может быть дан откос m , в параболическом — показатель параболы 2α , в круговом — радиус круга r , в эллиптическом — параметр эллипса P . Тогда получаем гидравлически устойчивые трапецеидальное сечение с откосом m , параболическое сечение с показателем параболы 2α , круговое сечение с радиусом r и эллиптическое сечение с параметром P .

В работе А. В. Троицкого [5] было дано решение для сечений трапецеидальной формы, причем согласно этому решению —

$$\beta_{r,y} = 2(\sqrt{1+m^2} - m) + \frac{2(\sqrt{1+m^2} - m)}{y}, \quad (3)$$

$$\chi_{0r,y} = \frac{(\beta_{r,y} + 2\sqrt{1+m^2})^2}{\beta_{r,y} + m}. \quad (4)$$

Естественно сформировавшиеся сечения обычно имеют криволинейные профили. Это обстоятельство потребовало проработки до решения общего вопроса о форме абсолютного гидравлически устойчивого самоформирующегося русла и проработки вопроса о частных случаях криволинейных гидравлически устойчивых сечений.

ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ЗАВИСИМОСТИ

Гидравлически устойчивые параболические сечения. Для нахождения параметров формы $\beta_{r,y}$ и $\chi_{0r,y}$ параболического гидравлически устойчивого сечения находим максимум величины

$$\sqrt{\frac{\omega h}{\chi_0^{1+2y}}}$$

для этого сечения. Площадь живого сечения [7—9] —

$$\omega = \frac{2\alpha}{2\alpha+1} \beta h^2, \quad (5)$$

где y — показатель в формуле акад. Н. Н. Павловского;

$\beta = \frac{B}{h}$ — относительная ширина поверху.

При $h=1$, $B=1$ будет

$$\omega_h = \frac{2\alpha}{2\alpha+1} \beta; \quad \omega_B = \frac{2\alpha}{2\alpha+1} \frac{1}{\beta}. \quad (6)$$

Удельный смоченный периметр составляет

$$\chi_0 = \frac{2\alpha+1}{2\alpha} \cdot \beta \left[\sum_{i=1}^{i=n} A_i \sqrt{1 + \frac{16\alpha^2}{\beta^2} X_i^{2(2\alpha-1)}} \right]^2. \quad (7)$$

Таким образом, после подстановки имеем

$$\begin{aligned} \sqrt{\frac{\omega_h}{\chi_0^{1+2y}}} &= \sqrt{\frac{\frac{2\alpha}{2\alpha+1} \cdot \beta}{\left(\frac{2\alpha+1}{2\alpha} \cdot \beta\right)^{1+2y} \cdot \left[\sum_{i=1}^{i=n} A_i \sqrt{1 + \frac{16\alpha^2}{\beta^2} X_i^{2(2\alpha-1)}} \right]^{2(1+2y)}}} = \\ &= \left(\frac{2\alpha}{2\alpha+1}\right)^{1+y} \frac{1}{\beta^y \left(\sum_{i=1}^{i=n} A_i \sqrt{1 + \frac{16\alpha^2}{\beta^2} X_i^{2(2\alpha-1)}} \right)^{1+2y}} = f(\alpha, \beta), \end{aligned} \quad (8)$$

где A_i , X_i — коэффициенты и абсциссы в формуле Гаусса.

Для нахождения $\beta_{r,y}$ параболического гидравлически устойчивого сечения необходимо определить β для различных значений показателя степени параболы 2α , при котором $f(\alpha, \beta)$ будет иметь наибольшее значение. Полученная величина $\beta = \beta_{r,y}$ и будет характеризовать гидравлически устойчивое параболическое сечение при заданном показателе степени α .

Беря производную по β при $\alpha = \text{const}$ и приравнявая ее к нулю, получаем:

$$\begin{aligned} \frac{df(\alpha, \beta)}{d\beta} &= y \left[\sum_{i=1}^{i=n} A_i \sqrt{1 + \frac{16\alpha^2}{\beta^2} X_i^{2(2\alpha-1)}} - \frac{32\alpha^2}{\beta^2} \sum_{i=1}^{i=n} \frac{A_i X_i^{2(2\alpha-1)}}{\sqrt{1 + \frac{16\alpha^2}{\beta^2} X_i^{2(2\alpha-1)}}} \right] - \\ &\quad - \frac{16\alpha^2}{\beta^2} \sum_{i=1}^{i=n} \frac{A_i X_i^{2(2\alpha-1)}}{\sqrt{1 + \frac{16\alpha^2}{\beta^2} X_i^{2(2\alpha-1)}}} = 0, \end{aligned} \quad (9)$$

откуда

$$y = \frac{f_2(\alpha, \beta)}{2[f_1(\alpha, \beta) - f_2(\alpha, \beta)]}, \quad (10)$$

где

$$f_1(\alpha, \beta) = \sum_{i=1}^{i=n} A_i \sqrt{1 + \frac{16\alpha^2}{\beta^2} X_i^{2(2\alpha-1)}}, \quad (11)$$

$$f_2(\alpha, \beta) = \frac{32\alpha^2}{\beta^2} \sum_{i=1}^{i=n} \frac{A_i X_i^{2(2\alpha-1)}}{\sqrt{1 + \frac{16\alpha^2}{\beta^2} X_i^{2(2\alpha-1)}}}. \quad (12)$$

Решение уравнения (10), дающее значения $\beta_{r,y}$ для различных значений показателя степени параболы α и показателя степени y в формуле Н. Н. Павловского, представлено на графике зависимости

$\beta_{г.у} = f(\alpha, y)$ (рис. 1а), по которому можно найти значение $\beta_{г.у}$, соответствующее любому значению y при заданном значении α^1 .

На рис. 1б по формуле (7) построен график $\chi_{0г.у} = f(\alpha, y)$, по нему можно найти значение $\chi_{0г.у}$, соответствующее любым значениям y и α , при которых $\beta = \beta_{г.у}$.

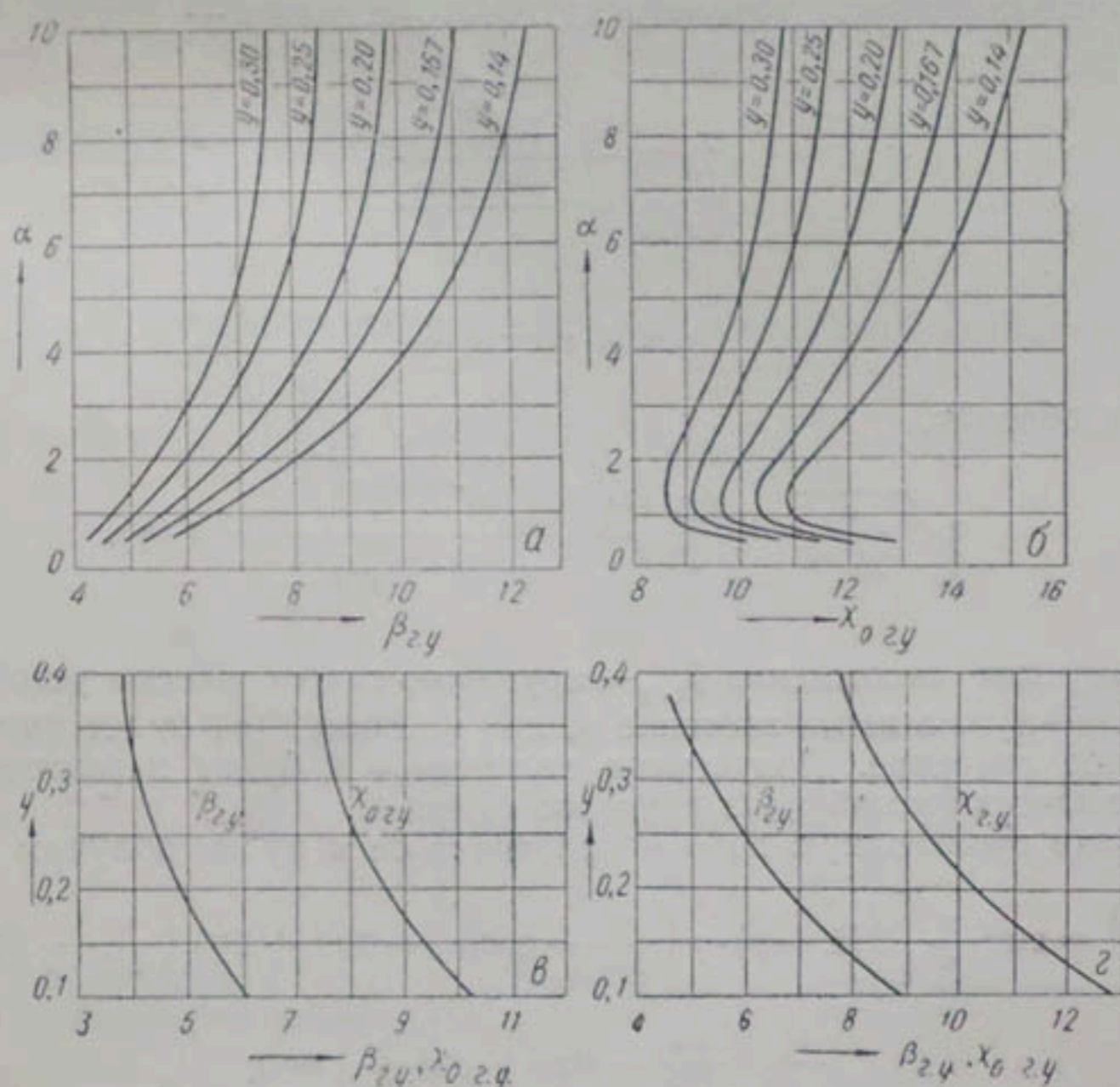


Рис. 1. Графики функций:

а — $\beta_{г.у} = f(\alpha, y)$; б — $\chi_{0г.у} = f(\alpha, y)$; в — $\beta_{г.у} = f(y)$, $\chi_{0г.у} = f(y)$; г — $\beta_{г.у} = f(y)$, $\chi_{0г.у} = f(y)$.

Гидравлически устойчивые круговые сечения. Находим максимум величины

$$\sqrt{\frac{\omega h}{\chi_0^{1+2y}}}$$

для кругового сечения.

Площадь кругового сегмента с внутренним углом φ [7] составит

$$\omega = \frac{\frac{\pi}{180} \varphi - \sin \varphi}{8 \sin^4 \frac{\varphi}{4}} h^2 \quad (13)$$

¹ Значения $f_1(\alpha, \beta)$ и $f_2(\alpha, \beta)$ для различных значений α и β по формулам (11, 12) были подсчитаны в Вычислительном центре Института математики АН УзССР им. В. И. Романовского на вычислительной машине „Урал“.

при $h = 1$; $B = 1 -$

$$\omega_h = \frac{\frac{\pi}{180} \varphi - \sin \varphi}{8 \sin^4 \frac{\varphi}{4}}; \quad \omega_B = \frac{\frac{\pi}{180} \varphi - \sin \varphi}{8 \sin^2 \frac{\varphi}{2}}; \quad (14)$$

Удельный смоченный периметр кругового сегмента —

$$\chi_0 = \frac{\frac{2\pi}{180} \varphi}{1 - \frac{180}{\pi} \frac{\sin \varphi}{\varphi}}, \quad (15)$$

где

$$\varphi = 4 \cdot \operatorname{arc} \operatorname{ctg} \frac{\beta}{2}. \quad (16)$$

Таким образом,

$$\sqrt{\frac{\omega_h}{\chi_0^{1+2y}}} = \frac{180^{1+2y}}{2^{2+y}} \cdot \frac{\left(\frac{\pi \varphi}{180} - \sin \varphi\right)^{1+y}}{(\pi \cdot \varphi)^{1+2y} \sin^2 \frac{\varphi}{4}} = f(\varphi). \quad (17)$$

Поэтому для нахождения $\beta_{г.у}$ — кругового гидравлически устойчивого сечения — нужно найти значение φ , при котором $f(\varphi)$ будет иметь наибольшее значение. Полученная величина φ и будет характеризовать гидравлически устойчивое круговое сечение.

Взяв производную по φ и приравняв ее к нулю, получим

$$\begin{aligned} \frac{df(\varphi)}{d\varphi} = \sin^2 \frac{\varphi}{4} \left[2(1+y) \cdot \varphi \left(\frac{\pi}{180} - \cos \varphi \right) - 2(1+2y) \left(\frac{\pi \varphi}{180} - \sin \varphi \right) - \right. \\ \left. - \varphi \left(\frac{\pi \varphi}{180} - \sin \varphi \right) \cdot \operatorname{ctg} \frac{\varphi}{4} \right] = 0, \end{aligned} \quad (18)$$

что дает

$$y = \frac{f_1(\varphi)}{f_2(\varphi)}, \quad (19)$$

где

$$f_1(\varphi) = \frac{180}{\pi \varphi} \sin \varphi - \cos \varphi - \frac{\frac{\pi \varphi}{180} - \sin \varphi}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi}{4}, \quad (20)$$

$$f_2(\varphi) = 1 + \cos \varphi - 2 \frac{180}{\pi \varphi} \sin \varphi. \quad (21)$$

Таким образом, φ или β из формулы (16) является $f(y)$.

Решение выражения (19), дающее значение $\varphi_{г.у}$ или $\beta_{г.у}$ для различных значений y , представлено на графике зависимости $\beta_{г.у} = f(y)$ (рис. 16), по которому можно находить значение $\beta_{г.у}$ при любом значении y .

По формуле (15) построен график $\chi_{0г.у} = f(y)$ (рис. 16), при помощи которого можно определить значение $\chi_{0г.у}$, соответствующее любому значению y .

Гидравлически устойчивое эллиптическое сечение.
Для эллиптического сечения имеем [8, 9] следующее.
Площадь живого сечения

$$\omega = \frac{\pi}{4} \beta h^2 \quad (22)$$

при $h=1$, $B=1$ будет

$$\omega_h = \frac{\pi}{4} \beta; \quad \omega_B = \frac{\pi}{4\beta}. \quad (23)$$

Удельный смоченный периметр составит

$$\chi_0 = \frac{4\beta}{\pi} \left[E\left(\frac{\pi}{2}, \theta\right) \right]^2, \quad (24)$$

где $E\left(\frac{\pi}{2}, \theta\right)$ — полный эллиптический интеграл второго рода, причем

$$E\left(\frac{\pi}{2}, \theta\right) = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 - K^2 \sin^2 \varphi} d\varphi,$$

$$K^2 = \frac{\beta^2 - 4}{\beta^2}.$$

Выразив $\sqrt{\frac{\omega_h}{\chi_0^{1+2y}}}$ как $f(\beta)$, получаем

$$\sqrt{\frac{\omega_h}{\chi_0^{1+2y}}} = \left(\frac{\pi}{4}\right)^{1+y} \cdot \frac{1}{\beta^y \left[\int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 - \frac{\beta^2 - 4}{\beta^2} \sin^2 \varphi} d\varphi \right]^{1+2y}} = f(\beta). \quad (25)$$

Взяв производную по β и приравняв ее к нулю, получим условия для нахождения экстремума

$$\frac{df(\beta)}{d\beta} = -\frac{y}{\beta^{1+y}} \left[\int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 - K^2 \sin^2 \varphi} d\varphi \right]^{1+2y} +$$

$$+ \frac{(1+2y) \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{4 \sin^2 \varphi d\varphi}{\beta^3 \sqrt{1 - K^2 \sin^2 \varphi}}}{\beta^y \left[\int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 - K^2 \sin^2 \varphi} d\varphi \right]^{2(1+2y)}} = 0 \quad (26)$$

или

$$-yE\left(\frac{\pi}{2}, \theta\right)(\beta^2 - 4) + 4(1+2y)K\left(\frac{\pi}{2}, \theta\right) - 4(1+2y)E\left(\frac{\pi}{2}, \theta\right) = 0, \quad (27)$$

откуда имеем следующее равенство:

$$y = \frac{4 \left[K\left(\frac{\pi}{2}, \theta\right) - E\left(\frac{\pi}{2}, \theta\right) \right]}{(\beta^2 + 4) E\left(\frac{\pi}{2}, \theta\right) - 8K\left(\frac{\pi}{2}, \theta\right)}, \quad (28)$$

где

$$K\left(\frac{\pi}{2}, \theta\right) = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{d\varphi}{\sqrt{1 - K^2 \sin^2 \varphi}}$$

— полный эллиптический интеграл первого рода.

Решение уравнения (28), дающее значения $\beta_{г.у}$ для различных значений $у$, представлено на графике зависимости $\beta_{г.у} = f(y)$ (рис. 12), по которому можно найти значение $\beta_{г.у}$, соответствующее любому значению $у$.

По формуле (24) построен график зависимости $\chi_{0г.у} = f(y)$ (рис. 12), при помощи которого можно определить значение $\chi_{0г.у}$ для эллиптического сечения при любом значении $у$.

Гидравлически устойчивые криволинейные сечения. После рассмотрения уравнения равномерного движения в открытом русле (формулы Шези) [7—9], представленного в виде

$$Q = \chi_0 C R^{2.5} \sqrt{i}, \quad (29)$$

и некоторых преобразований определяем значения следующих гидравлических величин, соответствующих устойчивому движению потока:

$$\chi_{г.у} = \chi_{0г.у}^{\frac{1.5+y}{2.5+y}} \sqrt{Q} \left(\frac{n}{\sqrt{i} Q^{\frac{0.5+y}{2}}} \right)^{\frac{1}{2.5+y}}, \quad (30)$$

$$B_{г.у} = \frac{\chi_{0г.у}^{\frac{0.5+y}{5+2y}}}{\sqrt{\omega_{Bг.у}}} \sqrt{Q} \left(\frac{n}{\sqrt{i} Q^{\frac{0.5+y}{2}}} \right)^{\frac{1}{2.5+y}}. \quad (31)$$

Из рассмотрения графиков $\beta_{г.у} = f(\alpha, y)$ и $\chi_{0г.у} = f(\alpha, y)$ для параболического сечения (рис. 1а, б) и $\beta_{г.у} = f(y)$; $\chi_{0г.у} = f(y)$ (рис. 1в, г) — для кругового и эллиптического сечений следует, что можно принимать значения $\beta_{г.у}$ и $\chi_{0г.у}$ для криволинейных гидравлически устойчивых сечений (каналов), лежащих в пределах

$$\left. \begin{aligned} \beta_{г.у} &= 4 \div 11 \\ \chi_{0г.у} &= 8 \div 14 \end{aligned} \right\} \text{при } y = 0,15 \div 0,25.$$

Принимая для криволинейного гидравлически устойчивого сечения русел-каналов значения $\beta_{г.у} = 4 \div 11$; $\chi_{0г.у} = 8 \div 14$ при $y = \frac{1}{6}$, из формул (30), (31) имеем

$$\chi_{г.у} = (3,7 \div 5,2) \sqrt{Q} \left(\frac{n}{Q^{1/3} \sqrt{i}} \right)^{3/8} = (3,7 \div 5,2) \sqrt{Q} \cdot \psi, \quad (32)$$

$$B_{г.у} = (3 \div 5) \sqrt{Q} \left(\frac{n}{Q^{1/3} \sqrt{i}} \right)^{3/8} = (3 \div 5) \sqrt{Q} \cdot \psi, \quad (33)$$

где

$$\psi = \left(\frac{n}{Q^{1/3} \sqrt{i}} \right)^{3/8}.$$

Эти значения смоченного периметра χ и ширины по верху живого

сечения B и могут приниматься в качестве предельных при расчетах русел-каналов криволинейного сечения.

Определяемые с помощью приведенных графиков (рис. 1) предельные значения $\beta_{г.у}$ и $\chi_{0г.у}$ для криволинейных сечений могут быть использованы при проектировании и расчете русел-каналов на равномерный режим движения, который будет существовать в этих руслах, если при соблюдении всех прочих требований будут выполняться условия

$$\beta \leq \beta_{г.у},$$

$$\chi_0 \leq \chi_{0г.у}.$$

Критерий устойчивости по данным других авторов. Большую работу в области установления гидравлически устойчивых форм сечений проделали советские и зарубежные ученые, предложившие ряд эмпирических формул.

Приведем основные из них:

1) формула С. Т. Алтунина [1]

$$B_{г.у} = A \frac{V \bar{Q}}{i^{0,2}}, \quad (34)$$

где $A = 0,85$;

2) формула С. А. Гиршкана [2]

$$\chi_{г.у} = 4,44 V \bar{Q}; \quad (35)$$

3) формула Г. С. Чекулаева [3]

$$\chi_{г.у} = 3,7 V \bar{Q}; \quad (36)$$

4) формула Д. Ласся [4]

$$\chi_{г.у} = 4,84 V \bar{Q}; \quad (37)$$

5) формула Линдля [4]

$$\chi_{г.у} = 3,68 Q^{0,506}; \quad (38)$$

6) в технических указаниях по проектированию каналов оросительных систем МСХ СССР (1955 г.) рекомендуется устанавливать предельную ширину по урезу воды по формуле

$$B_{г.у} = (3 \div 5) V \bar{Q}. \quad (39)$$

СОПОСТАВЛЕНИЕ ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ВЕЛИЧИН, ХАРАКТЕРИЗУЮЩИХ СЕЧЕНИЕ, С ЭМПИРИЧЕСКИМИ И НАБЛЮДЕННЫМИ

Проверка справедливости полученных решений была выполнена автором в русловой лаборатории ТИИИМСХ с помощью специальных опытов, в которых измерялись скорости в сечениях равномерных потоков в жестких призматических руслах прямоугольного и параболического сечений, а также по материалам наблюдений натуральных гидрометрических исследований 1930 г. в Хорезме. Результаты, представленные на рис. 2 и 3 в виде линий ровных скоростей в сечениях потока, показывают, что во всех случаях, когда значения β оказываются больше, чем $\beta_{г.у}$ (или $\chi_0 > \chi_{0г.у}$), внутренняя структура потока характеризуется наличием двух или нескольких динамических осей.

Материалы исследований 1952 г., проводившихся в Каракалпакии специально с целью изучения устойчивых размывов и заиления участ-

ков каналов и определения их транспортирующей способности, являются более подходящими для проверки сделанных в данной работе предложений. Сечение обследованных каналов образовалось в процессе заиления, сформировавшего это сечение. Результаты произведенных сопоставлений представлены в таблице. Из нее видно совпадение теоретически вычисленных величин χ , χ_0 , R , B , h с данными фактических наблюдений для параболического сечения с различными показателями парабол.

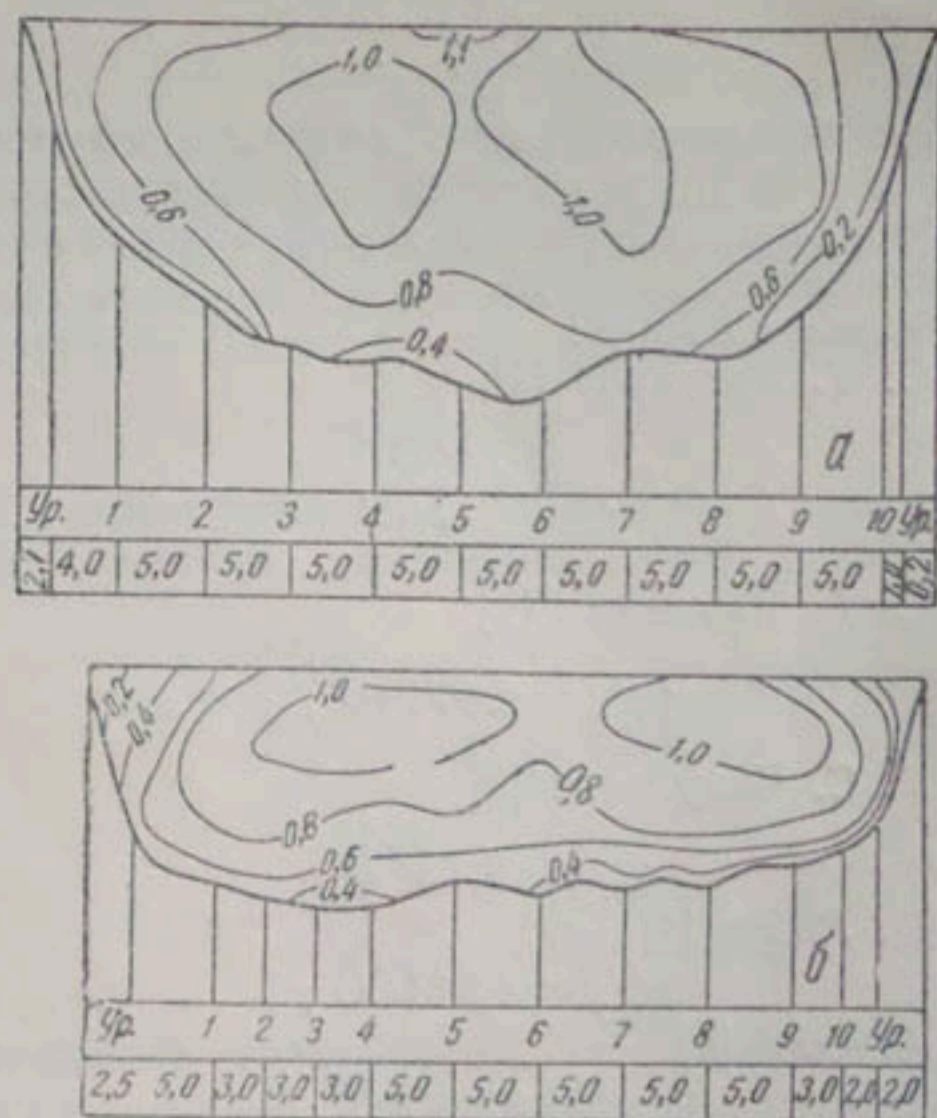


Рис. 2. Изотакс на поперечном профиле каналов (в Хорезме):

a — Клычбай, 28 июля 1930 г. ($Q=71,33 \text{ м}^3/\text{сек}$, $v=0,81 \text{ м}^3/\text{сек}$, $\omega=87,25 \text{ м}^3$, $B=53,4 \text{ м}$, $\chi=53,89 \text{ м}$, $\beta=24,5$, $\chi_0=32,2$, $h=2,18 \text{ м}$); *b* — Полван, 10 июля 1930 г. ($Q=90,97 \text{ м}^3/\text{сек}$, $v=0 \text{ м}^3/\text{сек}$, $\omega=113,53 \text{ м}^3$, $\chi=50,55 \text{ м}$, $B=48,85 \text{ м}$, $h=2,80 \text{ м}$, $\beta=17,5$, $\chi_0=22,5$).

Полученные теоретическим путем для криволинейных сечений предельные значения $\chi_{г.у}$ и $B_{г.у}$ (30), (31), (32), (33) хорошо согласуются с данными эмпирических формул (34) — (38) при

$$\psi = \left(\frac{n}{\sqrt{i} Q^{\frac{1}{2.5+y}}} \right)^{\frac{1}{2.5+y}} \approx 1.$$

Из таблицы видно, что для гидравлически устойчивых сечений каналов значение ψ колеблется в пределах 0,9—1,15, т. е. расхождения не превышают $\pm 15\%$. Это подтверждает правильность исходных теоретических положений.

Хорошее совпадение теоретических данных с полученными в натуре, в лаборатории и по эмпирическим формулам других авторов — лучшее доказательство правильности проведенного анализа. Поэтому формулы (10) для параболического, (19) для кругового, (28) для

Сопоставление теоретических величин, характеризующих сечение, с наблюдаемыми

Дата 1952 г.	Канал	Q , м ³ /сек	v , м/сек	i	n	y	ψ	Фактические						Теоретические						
								χ_0	β	χ	R	B	h	χ_0	β	χ	R	B	h	α
5.VI 20.VI	Кегейли	{ 10,9 11,2	{ 0,64 0,61	{ 0,000153 0,000129	{ 0,0213 0,0212	{ 0,189 0,189	{ 0,902 0,925	{ 12,9 13,22	{ 8,85 9,10	{ 14,8 15,6	{ 1,15 1,18	{ 13,9 14,8	{ 1,57 1,63	{ 11,65 11,84	{ 8,80 9,0	{ 14,1 14,9	{ 1,15 1,22	{ 12,8 13,80	{ 1,46 1,52	{ 4,50 5,0
1.VI 6.VII 21.VII	Ленинабад	{ 9,96 7,21 7,40	{ 0,59 0,59 0,57	{ 0,000164 0,000150 0,000155	{ 0,0196 0,0203 0,0224	{ 0,182 0,210 0,194	{ 0,900 0,934 0,965	{ 12,15 13,0 12,0	{ 9,46 9,75 8,27	{ 13,35 12,58 12,46	{ 1,08 0,97 1,04	{ 12,30 11,70 11,58	{ 1,30 1,20 1,40	{ 12,32 12,60 11,30	{ 9,5 9,75 8,40	{ 14,1 12,60 12,45	{ 1,09 0,98 1,06	{ 12,30 11,40 11,30	{ 1,30 1,16 1,34	{ 5,5 5,5 4,0
6.VIII 11.VIII 16.VIII 22.VI 11.VIII	Октябрьарна	{ 3,5 5,0 4,84 3,74 5,2	{ 0,45 0,53 0,51 0,44 0,55	{ 0,000136 0,000156 0,000130 0,000112 0,000165	{ 0,0236 0,0225 0,0233 0,0240 0,0238	{ 0,230 0,224 0,198 0,201 0,200	{ 1,09 1,000 1,06 1,14 1,15	{ 10,0 10,9 9,2 8,3 9,2	{ 6,57 7,27 5,70 5,20 5,86	{ 8,72 10,14 9,11 8,38 9,26	{ 0,88 0,93 1,02 1,01 1,01	{ 7,82 9,38 8,30 7,32 8,20	{ 1,19 1,20 1,46 1,41 1,40	{ 9,75 10,17 9,66 9,66 9,71	{ 6,70 7,20 5,5 5,5 6,18	{ 8,90 10,00 9,90 9,23 9,77	{ 0,885 0,96 1,02 0,953 0,994	{ 7,82 8,92 8,83 8,50 8,93	{ 1,17 1,23 1,60 1,54 1,44	{ 2,5 3,0 1 1,0 1,5
22.VI 7.VII	Октябрьабад	{ 3,3 4,0	{ 0,52 0,58	{ 0,000199 0,003213	{ 0,0213 0,0199	{ 0,218 0,211	{ 0,993 0,934	{ 12,4 13,0	{ 8,55 9,50	{ 8,80 9,46	{ 0,71 0,73	{ 8,30 8,85	{ 0,97 0,93	{ 11,45 11,93	{ 8,55 9,10	{ 8,40 9,15	{ 0,72 0,737	{ 7,5 8,00	{ 0,87 0,89	{ 5,5 6,0
16.VI 17.VII	Кировача	{ 1,22 1,33	{ 0,46 0,47	{ 0,000294 0,000280	{ 0,0216 0,0210	{ 0,220 0,217	{ 1,06 1,05	{ 13,0 12,4	{ 8,90 8,15	{ 5,90 5,91	{ 0,46 0,48	{ 5,61 5,70	{ 0,63 0,70	{ 11,77 11,07	{ 8,90 8,2	{ 5,47 5,53	{ 0,458 0,494	{ 4,90 4,96	{ 0,55 0,61	{ 6,0 4,5
16.VI 11.VII 31.VII	Джилваняб	{ 1,32 1,68 1,44	{ 0,39 0,42 0,41	{ 0,000173 0,000208 0,000211	{ 0,0215 0,0223 0,0229	{ 0,220 0,224 0,227	{ 1,07 1,10 1,12	{ 12,2 11,2 12,0	{ 8,02 6,52 7,90	{ 6,44 6,60 6,51	{ 0,53 0,59 0,54	{ 6,09 6,13 6,10	{ 0,76 0,94 0,77	{ 10,88 10,05 10,80	{ 8,0 7,0 7,9	{ 5,50 6,12 6,02	{ 0,497 0,600 0,546	{ 4,88 5,56 5,36	{ 0,61 0,79 0,677	{ 4,5 2,5 4,5

Примечание: $\psi = \left(\frac{n}{\sqrt{i} Q^{\frac{0,5+y}{2}}} \right)^{\frac{1}{2,5+y}}$

эллиптического гидравлически устойчивого сечения и (30), (31), (32), (33) для любого криволинейного гидравлически устойчивого сечения могут быть рекомендованы для практического применения.

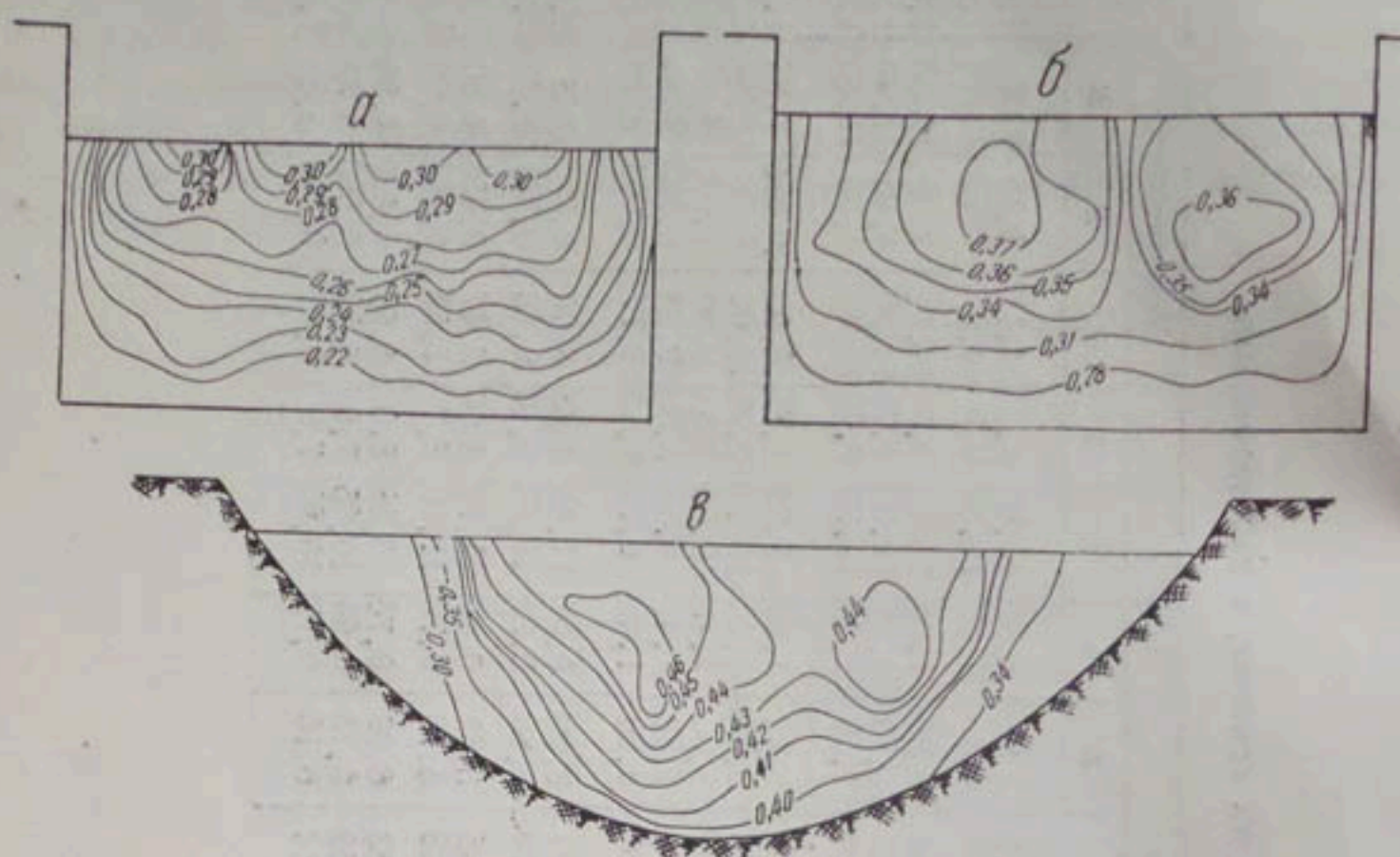


Рис. 3. Изогидры на поперечном сечении по лабораторным исследованиям 1962 г.:

а— $Q=26,6$ л/сек, $i=0,001$, $B=150$ см, $h=7$ см, $\beta=22,86$, $\chi_0=25,56$, $\beta_{г.у}=14,0$, $\chi_{0 г.у}=18,29$;
б— $Q=33$ л/сек, $i=0,001$, $B=150$ см, $h=8$ см, $\beta=18,75$, $\chi_0=23$, $\beta_{г.у}=14,0$, $\chi_{0 г.у}=18,29$;
в— $Q=41,8$ л/сек, $i=0,001$, $B=120$ см, $h=15$ см, $\beta=8,0$, $\chi_0=12,98$, $\beta_{г.у}=6,0$, $\chi_{0 г.у}=10,4$.

Гидравлические элементы гидравлически устойчивого сечения при известных Q , i , n , u и $\beta_{г.у}$ ($\chi_{0 г.у}$) и заданном виде сечения могут быть определены по предложенному автором [7, 8] методу сопоставления сечения любого вида с гидравлически наивыгоднейшим сечением — сечением полукруга.

Произведенные исследования дают производству обоснованный критерий для установления предельно допустимых гидравлических величин устойчивых естественных русел и каналов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Алтуний С. Т. Регулирование русел рек при водозаборе, С. Х. Г., 1950.
2. Гиршкан С. А., Устойчивые сечения оросительных каналов, «Гидротехника и мелиорация», 1950, № 5.
3. Чекулаев Г. С. О показателях устойчивости русел каналов оросительных систем, «Вопросы гидротехники», Ташкент, АН УзССР, 1955.
4. Лелявский С. Введение в речную гидравлику, М., Гидрометеиздат, 1961.
5. Троицкий А. В., К вопросу о форме гидравлически устойчивых сечений каналов, «Вопросы гидротехники», вып. 1, Ташкент, АН УзССР, 1955.
6. Крошкин А. Н., Морфометрические зависимости устойчивых участков русел горных рек Киргизии, М., 1959.
7. Каримов Р. М., Обобщенный метод гидравлического расчета каналов путем сопоставления с гидравлически наивыгоднейшим профилем, Труды ТИИИМСХ, вып. 18, Ташкент, 1961.
8. Каримов Р. М., Гидравлический расчет каналов параболических и эмпирических сечений, Труды ТИИИМСХ, вып. 21, Ташкент, 1963.
9. Каримов Р. М., Гидравлический расчет криволинейных сечений каналов, Доклад на XXI научно-производственной конференции, ТИИИМСХ, Ташкент, 1962.
10. Нельсон-Скорняков Ф. Б. Устойчивые каналы в аллювии, ч. 1, Ташкент, 1950.

Э. М. ПИЛОСОВ, В. А. СКРЫЛЬНИКОВ

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ОБЩЕГО РАЗМЫВА РУСЛА р. ВАХШ В СВЯЗИ СО СТРОИТЕЛЬСТВОМ НУРЕКСКОЙ ГЭС

Введение

В горной части р. Вахш начато строительство Нурекской гидростанции. Плотина этой ГЭС большой высоты создаст водохранилище емкостью около 10 млрд. м³. Руслоформирующие фракции наносов Вахша в течение длительного периода будут задерживаться в водохранилище. Поступление потока (не нагруженного наносами) в нижний бьеф вызовет размыв русла Вахша и Аму-Дарьи на большой длине, в результате чего в какой-то мере снизятся дно и горизонт воды Аму-Дарьи в головах существующих бесплотинных водозаборных сооружений (Сазыккуль, Чоршанга, Каракумский канал и другие, расположенные ниже по течению).

Общий размыв Вахша ниже Нурекской плотины распространится до подпертого бьефа Головной ГЭС, расположенной на этой же реке ниже Нурекской ГЭС на расстоянии примерно 100 км.

Из верхнего бьефа Головной ГЭС будет поступать поток воды без руслоформирующих наносов, поэтому общий размыв Вахша будет продолжаться вниз по течению. Дно русла Вахша на участке от Нурекской плотины до Головной ГЭС и ниже до поселка Джиликуль сложено из галечника, и размыв здесь будет незначительным. Ниже поселка Джиликуль, до слияния с р. Пяндж, на протяжении 60 км дно русла Вахша песчаное, размыв на этом участке может достигнуть больших размеров и распространиться до существующих водозаборных сооружений на Аму-Дарье.

Для прогноза деформации русла и снижения уровня воды Вахша и Аму-Дарьи на большой длине в связи со строительством Нурекской ГЭС нами в 1961 и 1962 гг. по заданию Саогидропроекта были проведены расчеты и модельные исследования приустьевого участка Вахша. Результаты исследований 1961 г. опубликованы в сборнике «Вопросы гидротехники» за 1963 г., № 13. В настоящей статье излагаются результаты исследований, проведенных в 1962 г.

До вступления Нурекской ГЭС в эксплуатацию будет работать Головная ГЭС, поэтому в 1961 г. лабораторные исследования общего размыва русла Вахш производились для условий работы только Головной ГЭС.

В 1962 г. исследования на модели общего размыва приустьевого участка Вахша были продолжены на протяжении 44 км с целью установления характера и объема русловых деформаций и определения снижения уровня воды на длине 44 км в увязке со временем размыва для условий работы не только Головной, но и Нурекской ГЭС.

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОВЕДЕНИЯ МОДЕЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Для проведения в 1962 г. лабораторных исследований общего размыва русла Вахша в качестве исходного материала были использованы результаты натурных гидрологических исследований на приустьевом участке Вахша, проведенных в начале 1960 г. Саогидропроектом совместно с отделом русел рек САНИИВПиГ на протяжении 20 км (от 1-го до 16-го створа).

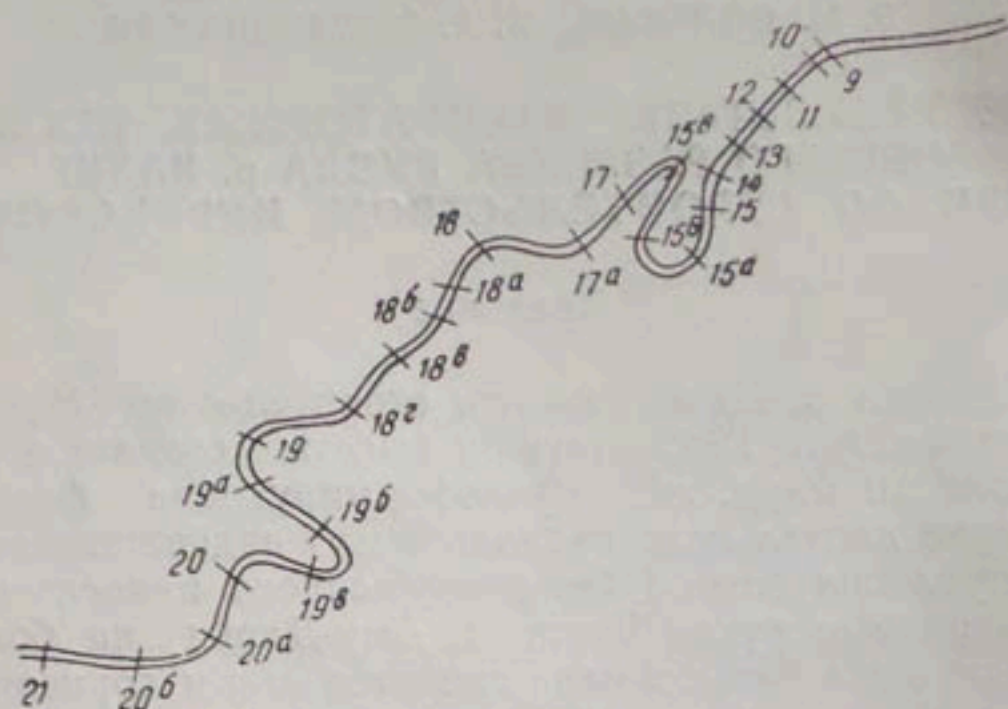


Рис. 1. Схематический план модели приустьевого участка Вахша.

В конце 1960 г. отделом изысканий Саогидропроекта проведены дополнительные промеры русла Вахша вниз по течению реки на створах 17, 18, 19, 20, 21, расположенных на протяжении 36 км.

В 1961 г. отдел изысканий Саогидропроекта произвел съемку русла через 100 м от створа 7 до створа 17. По данным этой съемки составлен план русла Вахша за 1961 г. Этот план был принят при строительстве модели.

План исследуемого участка Вахша приводится на рис. 1. Общая протяженность его порядка 66 км. Из них галечниковый участок занимает 6 км — от 1-го до 9-го створа, песчаный участок (60 км) располагается от створа 9 до места слияния Вахша с р. Пяндж.

На створах 9—16 были детально измерены гидравлические элементы русла в течение всего 1960 г. На рис. 2 приводятся поперечные профили створов для трех измеренных в 1960 г. расходов воды — 356, 1465 и 2280 м³/сек на подъеме паводка. По этим профилям производилось сопоставление натурных и модельных гидравлических элементов.

Сопоставление гидрографа ежедневных расходов воды 1960 г. с данными наблюдений УГМС за многолетний период за стоком воды Вахша показало, что 1960 год по стоку воды является средним по водности годом.

На рис. 3 показаны среднегодовые расходы воды Вахша по гидрологической станции Туткаульская. По этим расходам мы установили начало периода, в течение которого необходимо было проводить модельные исследования работы Головной и Нурекской гидростанций.

Из рис. 3 видно, что в многолетнем разрезе за период с 1930 по 1958 г. наблюдается цикличность в колебании стока. Полным циклом является II с продолжительностью 11 лет (1941—1951). Если принять продолжительность III цикла также 11 лет, то конец его приходится

на 1962 г. Начиная с 1963 г. будет наблюдаться последующий IV цикл. В конце 1962 г. предполагается пуск в эксплуатацию Головной ГЭС, а в 1965 г. вступит в эксплуатацию первый агрегат Нурекской ГЭС.

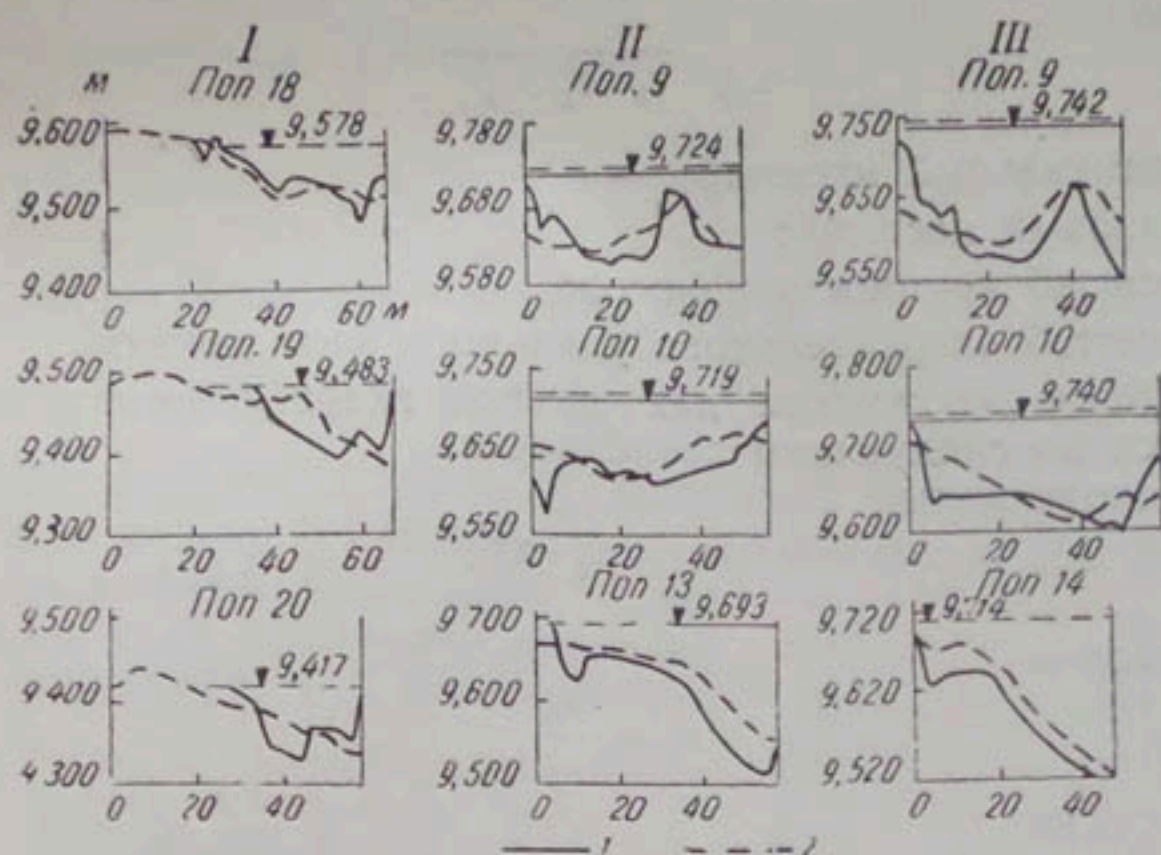


Рис. 2. Поперечные профили в бытовых условиях по данным природы и модели:

I— $q=4$ л/сек, $Q=356$ м³/сек; II— $q=16,4$ л/сек, $Q=1465$ м³/сек; III— $q=25,6$ л/сек, $Q=2280$ м³/сек; 1—по данным природы, 2—по данным модели.

Следовательно, Головная и Нурекская ГЭС будут работать в IV цикле. При проведении исследований мы приняли, что IV цикл будет аналогичен II, начинающемуся с 1941—1942 г.

Поскольку II цикл начинается с 1941—1942 г., начало работы Головной ГЭС необходимо принять с указанного года. После трех лет работы Головной ГЭС в эксплуатацию вступит Нурекская ГЭС, которая несколько изменит сток Вахша. Поэтому начиная с 1944—1945 гг. исследование проводилось по графику режима работы Нурекской ГЭС.

Средний уклон водной поверхности на участке от 16 до 21 створа, по данным Саогидропроекта, принимается равным 0,00022. Русло Вахша сложено мелкими песчаными наносами со средним диаметром 0,3 мм.

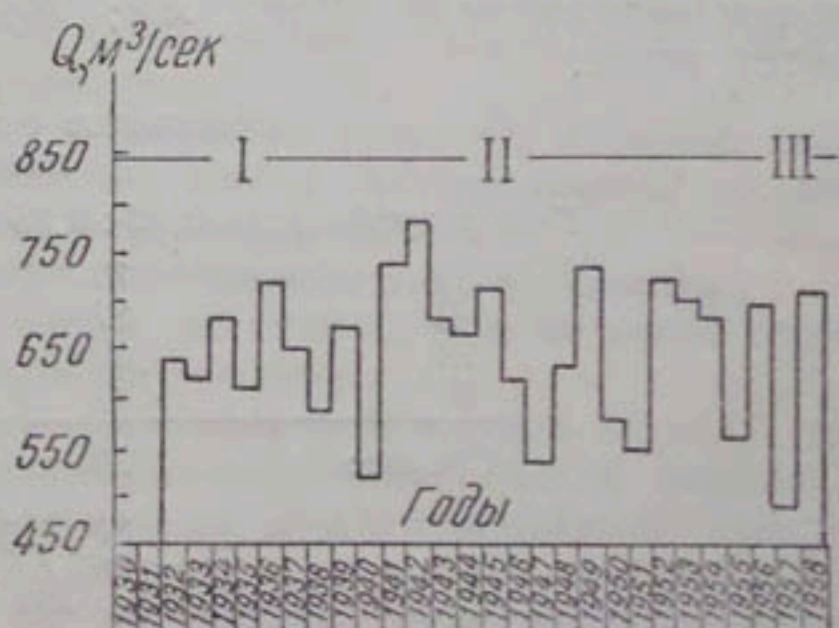


Рис. 3. Среднегодовые расходы воды Вахша по гидрологической ст. Туткаульская.

МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ИССЛЕДОВАНИЙ

В Институте водных проблем и гидротехники АН УзССР для моделирования размываемых русел применяется методика Алтунина — Орлова. Для неблуждающих рек она дает удовлетворительное сходство русловых процессов, происходящих в природе и на модели. При прове-

дении лабораторных исследований общего размыва русла Вахша мы также использовали указанную методику.

Вертикальный масштаб модели определяется по формуле И. Я. Орлова

$$\alpha_h \sqrt{\alpha_b \cdot \alpha_d \cdot \alpha_s}, \quad (1)$$

где α_h — вертикальный масштаб;

α_b — плановый масштаб;

α_d — масштаб крупности наносов;

α_s — масштаб относительного удельного веса наносов.

Масштабные множители для других гидравлических элементов определяются по следующим зависимостям:

масштаб расхода воды

$$\alpha_q = \alpha_b \cdot \alpha_h^{1,5}, \quad (2)$$

масштаб уклонов

$$\alpha_i = \frac{\alpha_h}{\alpha_b}, \quad (3)$$

масштаб времени

$$\alpha_t = \frac{\alpha_b}{\sqrt{\alpha_h}}, \quad (4)$$

масштаб скорости

$$\alpha_v = \alpha_h^{0,5}. \quad (5)$$

В качестве наносов на модели применяли отсеянный песок со средним диаметром $\bar{d} = 0,257$ мм; фракционный состав песка приводится ниже:

Процентное содержание наносов при диаметре, мм

Номер пробы	0,32÷0,25	0,25÷0,1	<0,1
I	79	12,5	8,5
II	87	8,5	4,5
III	80	13,5	6,5
IV	77	16,0	7,0
Среднее	80	12,6	7,4

$$\bar{d} = \frac{\sum P_i \cdot \bar{d}_i}{100}.$$

Удельный вес модельных наносов составляет $\gamma = 2,5$ т/м³.

Исходя из размеров имеющейся площадки, назначаем горизонтальный масштаб $\alpha_b = 600$, тогда вертикальный масштаб определяется по зависимости (1)

$$\alpha_h = \sqrt[3]{600 \cdot \frac{0,3}{0,257} \cdot \frac{(2,65-1)}{(2,50-1)}} = \sqrt[3]{600 \cdot 1,17 \cdot 1,1} = 27,9 \approx 28,$$

масштаб расхода воды — по зависимости (2)

$$\alpha_q = \alpha_b \cdot \alpha_h^{1,5} = 600 \cdot 28 \cdot 5,3 = 89000,$$

масштаб уклона водной поверхности — по формуле (3)

$$\alpha_i = \frac{\alpha_h}{\alpha_b} = \frac{28}{600} = 0,0467,$$

масштаб времени — по формуле (4)

$$\alpha_t = \frac{\alpha_b}{\sqrt{\alpha_h}} = \frac{600}{5,3} = 113,$$

масштаб скорости потока — по зависимости (5)

$$\alpha_v = \alpha_h^{0,5} = 5,3.$$

Полученный масштаб скорости α_v выводится на основании равенства числа Фруда модели и натуры. По исследованиям А. П. Зегжда, указанный масштабный множитель будет правильным, если соответствующим образом моделируется сопротивление русла:

$$\alpha_v = \sqrt{\alpha_h} \cdot \sqrt{\frac{\alpha_h \cdot \lambda_m}{\alpha_b \cdot \lambda_n}}.$$

Как видно из приведенного выражения,

$\alpha_v = \alpha_h^{0,5}$ в том случае, когда $\sqrt{\frac{\alpha_h \cdot \lambda_m}{\alpha_b \cdot \lambda_n}} = 1$, или иначе сопротивление русла на модели должно быть больше натурального во столько раз, во сколько производится искажение модели.

Бытовое русло на модели формировалось ступенчатым модельным гидрографом (рис. 4), который получен пересчетом натурального гидрографа 1960 г. на модельный на основании приведенных выше масштабных множителей.

Принятые ступени гидрографа выбирались таким образом, чтобы расходы воды в них соответствовали расходам, при которых производились промеры глубин в натуральных условиях.

Имеющаяся в натуре петля Вахша между створами 16 и 17 полностью не размещалась на имеющейся площадке. Петля выполнена несколько меньших размеров, поэтому на модели исключен поперечник 16.

Количество закрепленных в натуре створов недостаточно, в связи с этим на модели дополнительно были разбиты 13 створов (15а, 15б, 15в, 17а, 18а, 18в, 18г, 19а, 19б, 19в, 20а, 20б). Всего на модели разбито 25 створов.

План модели с показанием расположения створов приводится на рис. 1. Берега модели сделаны закрепленными.

Опыты по изучению общего размыва начались с формирования на модели бытового русла ступенчатым гидрографом.

Для того чтобы формировать бытовое русло, необходимо знать насыщение потока донными наносами для соответствующих расходов воды указанного выше гидрографа. С этой целью на модели подбирались насыщение потока донными наносами для трех расходов воды (25,6; 16,4; 12 л/сек), по которым затем была построена кривая зависимости его от расходов воды. Вначале насыщение потока определялось для расхода воды 25,6 л/сек.

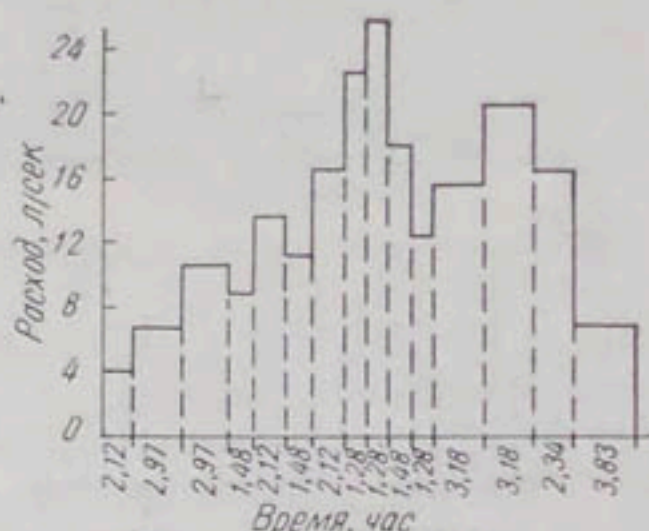


Рис. 4. Модельный гидрограф Вахша, принятый по данным натурных исследований за 1960 год.

По имеющимся расстояниям между створами на модели и уклону водной поверхности между ними произведено вычисление условных отметок горизонтов воды по всем створам в предположении, что горизонт воды в створе 9 для модели и природы совпадает.

На створах 9-15 и 21 были установлены иглы на соответствующие отметки при $q=25,6$ л/сек.

Насыщение потока подбирали таким образом, чтобы горизонт воды на модели касался установленных игл, после чего в конце модели был

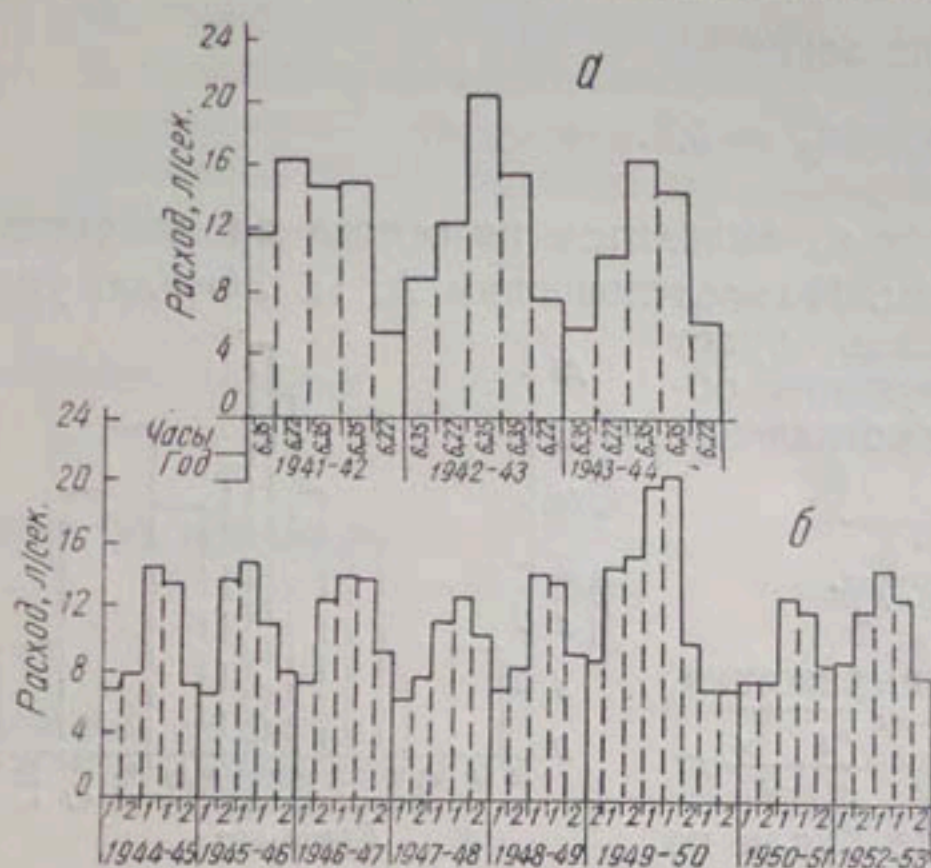


Рис. 5. Модельные гидрографы режима работы Головной ГЭС (а) и Нурекской (б):

время пропуска расхода: 1—6 час. 35 мин; 2—6 час. 22 мин.

после первого пропуска всех расходов принятого гидрографа формирование русла было продолжено повторным пропуском расходов воды, причем второй пропуск гидрографа продолжался для расхода 16,41 л/сек, после чего приступили к изучению общего размыва на модели.

Как указывалось выше, исследование общего размыва русла производилось для первых 3 лет при работе Головной ГЭС, в последующем в течение 8 лет при работе Нурекской ГЭС.

Модельные гидрографы режима работы Головной и Нурекской ГЭС приводятся на рис. 5.

После пропуска расходов воды в соответствии с гидрографом Головной ГЭС через модель пропускались расходы воды, соответствующие режиму работы Нурекской ГЭС.

РЕЗУЛЬТАТЫ ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ РУСЛА ВАХША В БЫТОВЫХ УСЛОВИЯХ И СОПОСТАВЛЕНИЕ ИХ С НАТУРНЫМИ ДАННЫМИ

Как указывалось выше, формирование русла модели Вахша производилось расходами воды по гидрографу 1960 г., представленному на рис. 6. Подъем паводка, как видно из рисунка, продолжался до 25,6 л/сек, что соответствовало натурному расходу 2280 м³/сек.

Съемки дна на модели проводились на подъеме паводка для расходов воды 4 л/сек; 10,6; 13,5; 16,4; 25,6 и на спаде паводка для расхода воды 16,4 л/сек, так как при указанных расходах имеются дан-

поставлен порог на отметке дна, сформированного при расходе $q=25,6$ л/сек. Насыщение потока для расходов 16,4 и 12 л/сек подбиралось установкой игл только на створах 9—15 на соответствующую отметку, которая определялась по превышению, принимаемому с графика $Q=f(H)$ для каждого створа. График зависимости насыщения $g_r=f(q)$ получен по трем расходам на модели. По указанному графику для каждого расхода ступенчатого гидрографа (рис. 4) определялась подача наносов в килограммах в час.

После первого про-

ные натурных измерений. Съемка горизонтов воды на модели производилась при всех расходах ступенчатого гидрографа 1960 г., принятого для формирования на ней бытового русла (рис. 6).

По данным натурных измерений колебаний горизонтов воды при различных расходах для створов 9—14 составлены графики $Q=f(H)$ и на них нанесены результаты модельных исследований.

Для примера на рис. 6 приводится график $Q=f(H)$ для створа 13.

Как видно из рис. 6, колебания горизонтов воды, полученные на модели и пересчитанные на натурные, соответствуют фактическим.

При наличии соответствия колебания горизонтов воды на модели и натуре в бытовых условиях можно считать, что деформация русла на модели соответствует натурной, и масштаб времени $\alpha_t = 113$ принят правильно.

На рис. 2 даны поперечные профили модели и натуры при расходах воды 25,6 л/сек; 16,4; 13,5 и 4. Как видно из него, модельные и натурные поперечные профили близко совпадают, что подтверждает правильность принятых расчетных формул моделирования. Совпадение модельных и натурных профилей подтверждается еще тем, что выражение $\sqrt{\frac{\alpha_h}{\alpha_b} \cdot \frac{\lambda_m}{\lambda_n}}$, по Зегжда, оказалось почти равным единице, что видно из приводимых ниже вычислений для $Q=2280$ м³/сек между створами 9—10:

Q	$\omega_{\text{ср}}$	$B_{\text{ср}}$	$h_{\text{ср}}$	$I_{\text{ср}}$	$v_{\text{ср}}$	$C_{\text{ср}}$
Натура, 2280 м ³ /сек	1020	334	3,05	0,000154	2,24	103
Модель, 0,0256 л/сек	0,0587	0,536	0,109	0,0034	0,436	22,7;

$$\alpha_v = \sqrt{\alpha_h} \cdot \sqrt{\frac{\alpha_h}{\alpha_b} \cdot \frac{\lambda_m}{\lambda_n}} = \sqrt{\alpha_h} \cdot \sqrt{\alpha_i \cdot \frac{\lambda_m}{\lambda_n}},$$

$$\alpha_i = \frac{\alpha_h}{\alpha_b} = \frac{28}{600} = 0,0467,$$

$$\lambda_m = \frac{2gh_m \cdot i_m}{v_m^2} = \frac{2 \cdot 9,81 \cdot 0,109 \cdot 0,0034}{0,19} = 0,0383,$$

$$\lambda_n = \frac{2 \cdot 9,81 \cdot 3,05 \cdot 0,000154}{5,02} = 0,00185,$$

$$\frac{\lambda_m}{\lambda_n} = \frac{0,0383}{0,00185} = 20,7; \quad \sqrt{\alpha_i \cdot \frac{\lambda_m}{\lambda_n}} = \sqrt{0,0467 \cdot 20,7} \approx 1.$$

Таким образом, хорошее совпадение графиков $Q=f(H)$ и поперечных профилей натуры и модели указывает на то, что принятая методика моделирования для условий Вахша дает удовлетворительные результаты.

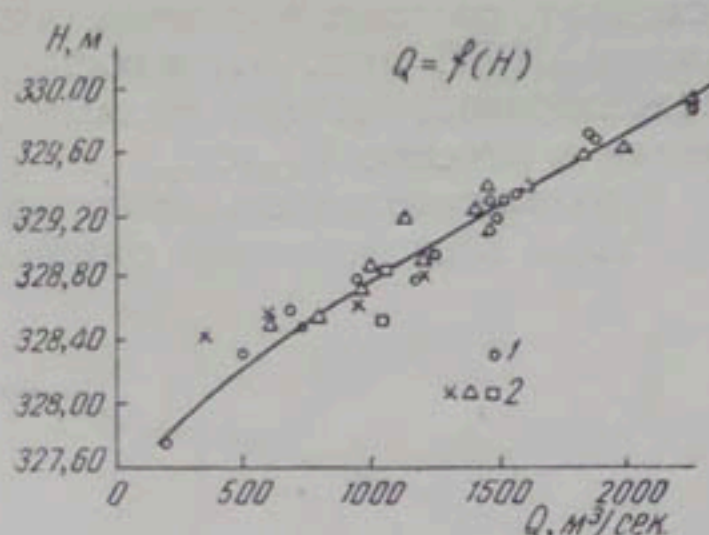


Рис. 6. Кривая связи расходов и уровней воды русла Вахша для поперечника 13:

1 — натурные данные; 2 — данные модели.

РЕЗУЛЬТАТЫ ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ОБЩЕГО РАЗМЫВА РУСЛА ВАХША

После получения удовлетворительного сходства русла модели и природы в бытовых условиях на модель подавали воду без наносов расходами, соответствующими режиму работы первых трех лет работы Головной ГЭС (рис. 5а) и восьми лет работы Нурекской ГЭС (рис. 5б). Следовательно, общий размыв для натуральных условий изучали на модели в течение 11 лет.

Продолжительность прохождения каждого зарегулированного расхода воды в соответствии с приведенными выше ступенчатыми гидро-

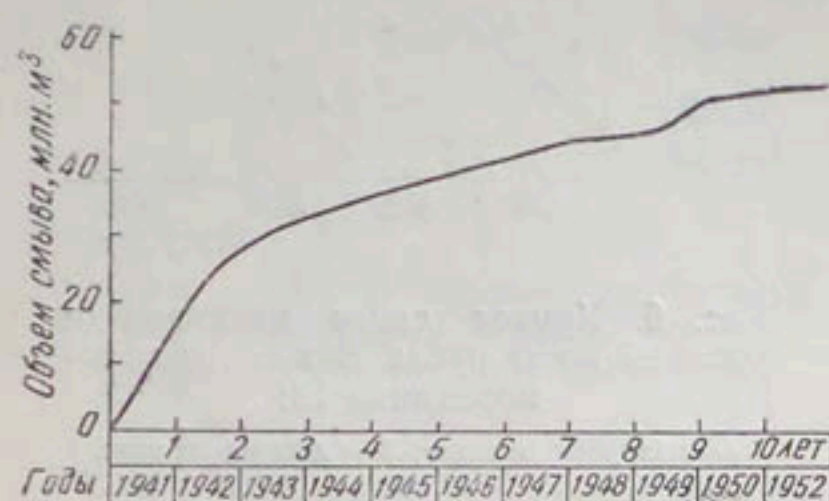


Рис. 7. Суммарный объем смываемых наносов в зависимости от времени размыва русла модели Вахша с пересчетом на натурные условия.

графами составляет один месяц. Месяц в 31 день для условий модели при масштабе времени $\alpha_t = 113$ составляет 6 час. 35 мин., соответственно в 30 дней — 6 час. 22 мин. Для каждого расхода ступенчатого гидрографа делали две съемки горизонтов воды — в начале пуска воды и в конце. Съемку дна русла по всем створам и измерение объема смытых наносов, уловленных в отстойнике, производили для каждого месяца, то есть после окончания пропуска каждого расхода на модели. По данным измерений объемов смытых наносов был построен график зависимости суммарного объема смыта по времени размыва (рис. 7). Из этого графика было установлено, что объем смытых наносов в первый год размыва составил 17,2 млн. м³, во второй — 11,4 млн. м³.

Ввиду того, что в первый и второй годы размыв не распространился за базис эрозии на модели, расположенный на расстоянии 44 км от поп. 9 для натуральных условий, упомянутый объем смыта можно принять за бытовой сток наносов в конце исследуемого участка.

По данным полевых исследований Саогидропроекта, сток донных наносов Вахша за 1960 г., являющийся средним по водности годом, составил 12,5 млн. м³. Полученные на модели величины сопоставимы с данными натуральных наблюдений. В дальнейшем, по мере размыва русла и уменьшения уклонов водной поверхности, смыв отложений уменьшался.

За 11 лет размыва на исследуемом участке объем смыта достиг 56 млн. м³ (рис. 7).

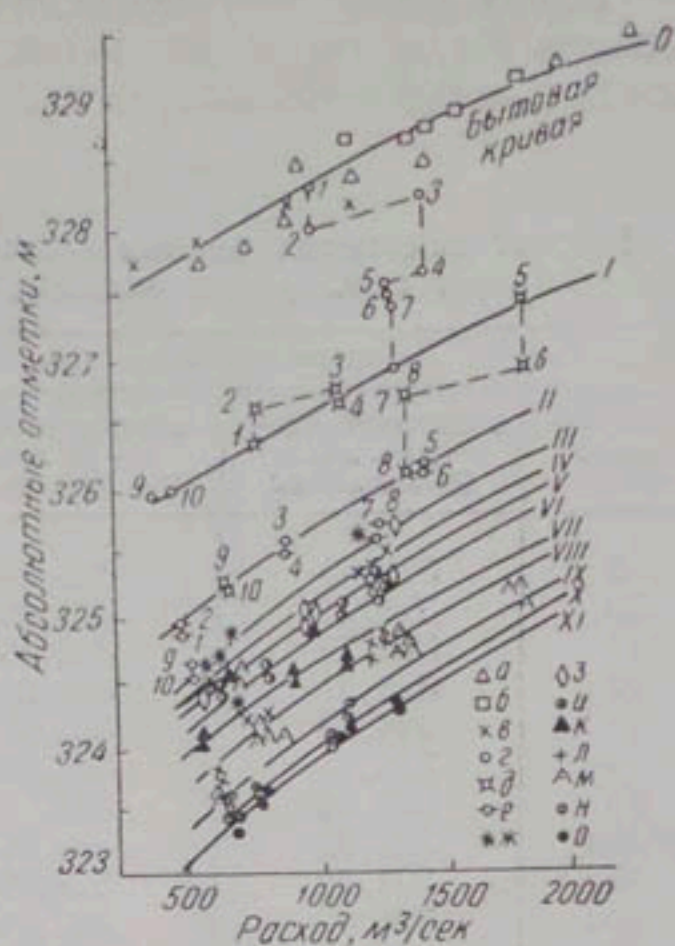
Общий размыв нами изучался на протяжении 44 км от створа 9 до створа 21 при пропуске гидрографа в течение 5 мес. — с мая по сентябрь. В остальной период по реке проходили небольшие расходы воды и деформации русла при этих расходах, как показали опыты, незначительны, поэтому они не рассматривались. Таким образом, через модель пропускались не 12 расходов, а только 5. На модели для каждого расхода определялись условные отметки горизонтов воды в начале опыта и в конце. Кроме того, устанавливались отметки горизонтов воды для природы, полученные путем пересчета модельных данных.

Результаты изучения до и после размыва в течение 11 лет по всем 25 створам нанесены на совмещенных графиках $Q = f(H)$.

На рис. 8 для примера приводится один из таких графиков для створа 15а., на котором показаны бытовая кривая $Q=f(H)$ и кривые $Q=f(H)$ после каждого года размыва. Для первого года размыва точка 1 для расхода воды $1040 \text{ м}^3/\text{сек}$, пропущенного по графику режима работы Головной ГЭС, ложится на бытовую кривую $Q=f(H)$, так как указанный расход является первым расходом, пропущенным по бытовому руслу. По истечении одного месяца, в результате размыва русла отметка горизонта воды при том же расходе понизилась, что характеризуется точкой 2. Следующим, согласно гидрографу Головной ГЭС, пропусклся

Рис. 8. Совмещенные кривые $Q=f(H)$ в бытовых условиях и при общем размыве для поперечника 15а:

0 — бытовая кривая; I — конец I года размыва (1941—1942 г.); II — конец II года размыва (1942—1943 г.); III — конец III года размыва (1943—1944 г.); IV — конец IV года размыва (1944—1945 г.); V — конец V года размыва (1945—46 г.); VI — конец VI года; VII — конец VII года; VIII — конец VIII года; IX — конец IX года; X — конец X года; XI — конец XI года; бытовые условия: а — подъем гидрографа; б — спад гидрографа; в — второй подъем гидрографа; общий размыв: з — I год; д — II год; е — III год; ж — IV год; з — V год; и — VI год; к — VII год; л — VIII год; м — IX год; н — X год; о — XI год.



расход $1465 \text{ м}^3/\text{сек}$. Начальная отметка горизонта воды при указанном расходе занимает положение в точке 3. В результате размыва русла этим расходом уровень водной поверхности снизился на отметку, характеризуемую точкой 4 и т. д. Отметки горизонта воды для последнего расхода первого года размыва показаны на рис. 8 точками 9 и 10.

Для второго года размыва уровень водной поверхности при первом расходе воды этого года должен лечь на кривую $Q=f(H)$ предшествующего года размыва.

На рис. 8 точки 1, 2, 3, 4 и 5 второго года размыва близко располагаются около кривой $Q=f(H)$ для первого года размыва.

В результате последующего снижения горизонта воды уровни водной поверхности занимают новое положение, характеризуемое на рис. 8 кривой $Q=f(H)$ для конца второго года размыва и т. д.

Величина снижения горизонта воды на каждом створе при различных расходах воды по времени размыва может быть получена из графиков, подобных тем, что даны на рис. 8 для каждого года в отдельности, а также суммарно для всего периода размыва, в пределах принятого в проекте графика пропусков воды от 500 до $1800 \text{ м}^3/\text{сек}$.

В табл. 1 приводятся результаты расчета суммарного снижения уровня водной поверхности за 11 лет. При расходе воды $500 \text{ м}^3/\text{сек}$ в створе 9 оно достигает $5,34 \text{ м}$, а при $1800 \text{ м}^3/\text{сек}$ — $\Delta H = 5,06 \text{ м}$.

Приведенные в табл. 1 данные получены на модели для участка Вахша протяженностью 44 км . Поскольку место слияния Вахша с Пянджем расположено в 60 км от поп. 9, то фактическая величина снижения в натуре будет несколько больше, чем величины ΔH , приведенные в табл. 1.

Средний уклон водной поверхности на исследуемом участке модели к концу 11-го года размыва по данным исследований составляет

$i_m = \frac{0,154}{73,3} = 0,0021$. В пересчете на натуру при масштабном множителе $\alpha_i = 0,0467$ уклон через 11 лет будет равен $I_n = 0,0021 \times 0,0467 = 0,000098$.

Ввиду того, что последние 4 года размыва интенсивность смыва наносов была незначительной, можно предполагать, что полученный уклон $I = 0,000098$ является близким к критическому неразмываемому.

Т а б л и ц а 1

Подсчет снижения уровня воды на участке Вахша протяженностью 44 км (от поп. 9) при расходе воды 500 и 1800 м³/сек, $t = 11$ лет

Номер поперечника	Отметки горизонта воды		Снижение горизонта воды, м	Отметки горизонта воды		Снижение горизонта воды, м
	в бытовых условиях для $Q = 500$ м ³ /сек	после размыва, $t = 11$ лет, $Q = 500$ м ³ /сек		в бытовых условиях для $Q = 1800$ м ³ /сек	после размыва, $t = 11$ лет, $Q = 1800$ м ³ /сек	
9	329,00	324,00	5,00	330,160	325,100	5,06
10	328,94	323,60	5,34	330,080	325,050	5,03
11	328,71	323,40	5,31	329,900	325,000	4,90
12	328,51	323,28	5,23	329,640	324,940	4,70
13	328,24	323,20	5,04	329,500	324,880	4,62
14	328,15	323,12	5,03	329,400	324,840	4,56
15	327,920	323,10	4,82	329,220	324,780	4,44
15а	327,72	323,06	4,66	328,980	324,740	4,24
15б	327,22	323,00	4,22	328,540	324,640	3,90
15в	326,80	322,94	3,86	328,320	324,500	3,82
17	326,46	322,84	3,62	327,840	324,300	3,54
17а	326,14	322,70	3,44	327,460	324,240	3,22
18	325,50	322,50	3,00	326,860	323,800	3,06
18а	325,10	322,32	2,78	326,300	323,650	2,65
18б	324,62	322,22	2,40	326,080	323,520	2,56
18в	324,18	321,94	2,24	325,400	323,240	2,16
18г	323,60	321,70	1,90	324,960	323,000	1,96
19	323,14	321,30	1,84	324,460	322,740	1,72
19а	322,66	321,20	1,46	324,000	322,660	1,34
19б	322,20	321,00	1,20	323,500	322,400	1,10
19в	321,70	320,74	0,96	322,980	322,120	0,86
20	321,16	320,45	0,71	322,820	321,920	0,90
20а	320,84	320,25	0,59	322,120	321,600	0,52
20б	320,52	320,04	0,48	321,600	321,300	0,30
21	—	—	0,0	—	—	0,0

Принимая этот уклон за критический, можно подсчитать, дополнительное снижение горизонта воды, если рассматривать длину общего размыва не 44 км, а 60 км, т. е. до места слияния Вахша с Пянджем

$$\Delta H = (60000 - 44000) \times (0,00022 - 0,000098) = 16000 \times 0,000122 = 1,95 \text{ м.}$$

Таким образом, при распространении общего размыва на 60 км величина максимального снижения горизонта воды в начале участка размыва для расхода 1800 м³/сек составит $\Delta H = 7$ м. В табл. 2 приводятся величины снижения горизонтов воды по всем створам с учетом дополнительного снижения $\Delta H = 1,95$ м.

Выше отмечалось, что общий размыв на модели изучался на протяжении 44 км в течение 11 лет. При распространении общего размыва на 60 км время размыва русла на указанной длине будет, вероятно, несколько больше 11 лет.

В процессе исследований были составлены поперечные профили модели по 11 годам размыва. По этим поперечникам были вычислены площади поперечных сечений и средние глубины по створам для конца

каждого года размыва. По этим данным определены средние глубины по створам и средние отметки дна для натуральных условий, по которым построены по 11 годам размыва совмещенные продольные профили горизонтов воды и дна для каждого года размыва русла Вахша.

Таблица 2

Снижение горизонта воды на участке Вахша протяженностью 44 км с учетом распространения снижения до места слияния с Пянджем

Номер створа	Снижение горизонта воды, м	
	при $Q = 500 \text{ м}^3/\text{сек}$	при $Q = 1800 \text{ м}^3/\text{сек}$
9	6,95	7,01
10	7,29	6,98
11	7,26	6,85
12	7,18	6,65
13	6,99	6,57
14	6,98	6,51
15	6,77	6,39
15а	6,61	6,19
15б	6,17	5,85
15в	5,81	5,77
17	5,57	5,49
17а	5,39	5,27
18	4,95	5,01
18а	4,73	4,60
18б	4,35	4,51
18в	4,19	4,11
18г	3,85	3,91
19	3,79	3,67
19а	3,41	3,29
19б	3,15	3,05
19в	2,91	2,81
20	2,66	2,85
20а	2,54	2,47
20б	2,43	2,25
21	1,95	1,95

Для иллюстрации результатов исследований общего размыва на рис. 9 показаны поперечные профили до и после размыва по шести характерным створам. На рис. 10 приводится продольный профиль русла Вахша до и после размыва через 11 лет работы Головной и Нурекской гидроэлектростанций.

Как видно из рис. 10, снижение горизонта воды на створе 9 превышает понижение дна. Это объясняется тем, что по мере размыва русла на модели произошло перемещение галечника с вышележащего участка, в результате чего на указанном створе дно повысилось. По всем другим створам размыв постепенно уменьшается вниз по течению и снижение горизонта воды меньше понижения дна.

Средний диаметр наносов, слагающих дно до начала размыва, составлял $\bar{d} = 0,257 \text{ мм}$. После завершения исследования он равнялся $0,271 \text{ мм}$. Увеличение произошло незначительное, поэтому можно считать, что в мелкозернистых наносах при размыве самоотмостка не происходит.

Средний диаметр наносов по пробам весом 100 г на исследуемом участке после 11 лет исследований приводится в табл. 3.

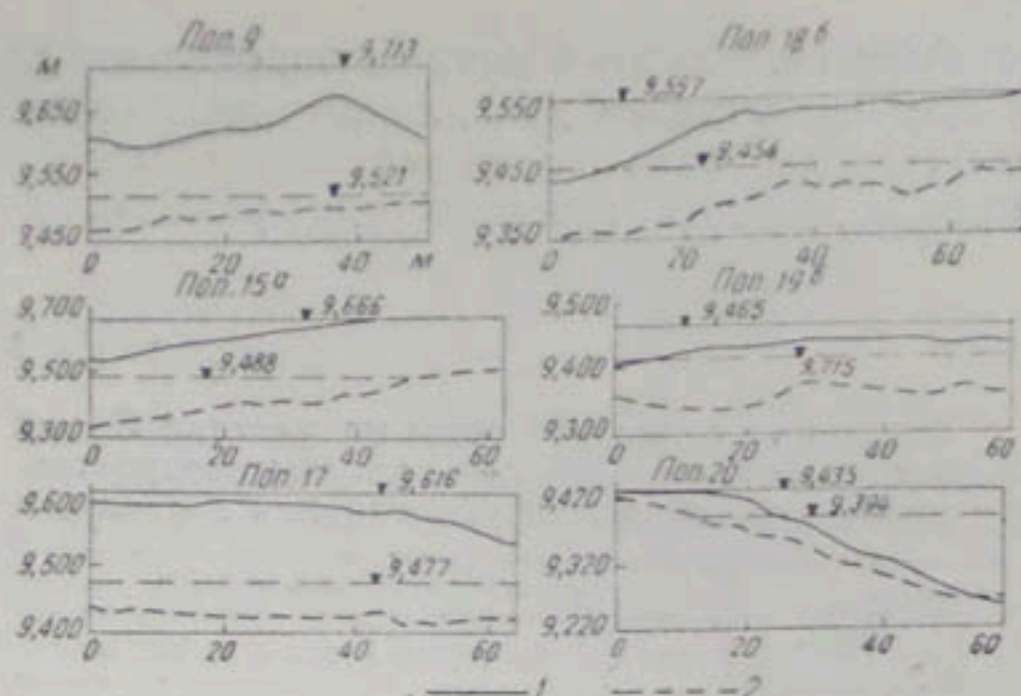


Рис. 9. Поперечные профили модели Вахша до и после размыва

1 — бытовые отметки дна; 2 — отметки дна после 11 часов размыва.

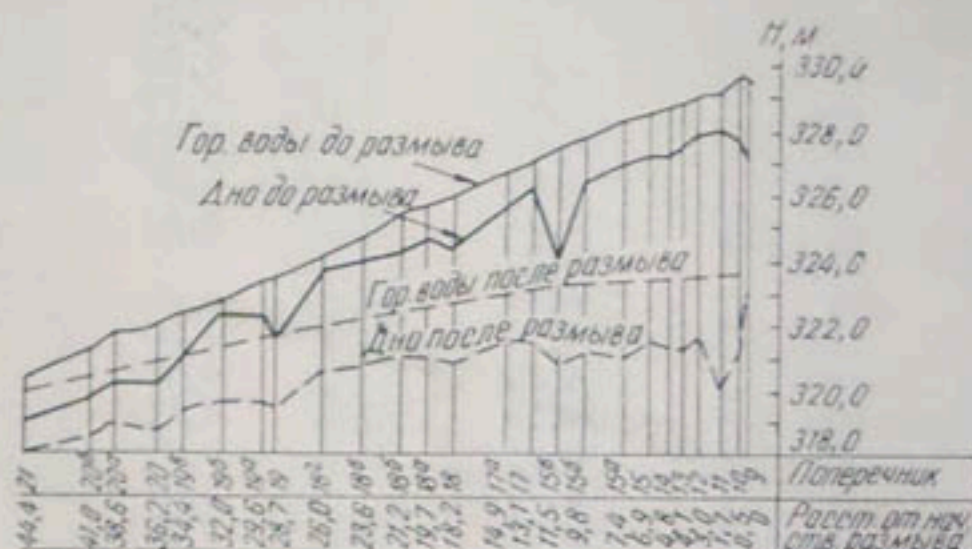


Рис. 10. Продольный профиль модели приустьев-ного участка русла Вахша до и после размыва.

Таблица 3

Номер поперечника	Процентное содержание наносов при диаметре (мм)			
	0,32—0,25	0,25—0,1	<0,1	$d_{ср}$
14	88,9	9,7	1,4	0,272
17	87,1	11,3	1,6	0,269
17a	88,1	10,1	1,8	0,271
18b	90,8	8,2	1,0	0,272
19b	86,8	11,5	1,7	0,267
20	87,6	10,3	2,1	0,271
21	90,5	8,3	1,2	0,274

СОПОСТАВЛЕНИЕ РАСЧЕТА ОБЩЕГО РАЗМЫВА РУСЛА ВАХША, ПРОВЕДЕННОГО В 1961 г., С ДАННЫМИ ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ 1962 г.

Ввиду того, что до вступления в эксплуатацию Нурекской ГЭС будет работать Головная ГЭС, расчет и лабораторные исследования общего размыва русла Вахша в 1961 г. производились для условий работы только Головной ГЭС.

Верхний бьеф Головной ГЭС не нарушает режима расходов воды в половодье, поэтому при расчетах и модельных исследованиях русло-формирующий расход воды Вахша был принят $2300 \text{ м}^3/\text{сек}$. Лаборатор-

ные исследования 1961 г. проводились на длине порядка 16 км с целью уточнения расчетных критических уклонов, полученных по методам С. Т. Алтунина и САОГИДЭПа. Критический уклон водной поверхности при расходе воды $2300 \text{ м}^3/\text{сек}$, полученный на модели, — $I = 0,000061$. При этом максимальное снижение горизонта воды в начале участка размыва (начало песчаного участка в районе пос. Джиликуль), по данным 1961 г. составляет 9,5 м в предположении распространения размыва на 60 км — до слияния Вахша с Пянджем.

По данным лабораторных исследований 1962 г., при пропуске соответствующих гидрографов Головной ГЭС (3 года) и Нурекской ГЭС (8 лет) критический уклон водной поверхности составил $I_{кр} = 0,000098$. Максимальный расход воды гидрографа Нурекской ГЭС — $1800 \text{ м}^3/\text{сек}$. Снижение горизонта воды для указанного расхода, полученное на модели для начального участка размыва, равнялось 5,05 м при распространении размыва на 44 км. При длине же общего размыва 60 км величина максимального снижения горизонта воды в начале участка размыва — 7 м для $Q = 1800 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Вышеприведенный уклон в нижнем бьефе сформировался в основном расходами воды Нурекской ГЭС, наибольшая величина которых — $1800 \text{ м}^3/\text{сек}$. Сопоставляя приведенные данные, необходимо отметить, что при работе только Головной ГЭС величины снижения горизонта воды будут больше соответствующих величин при совместной работе Головной и Нурекской ГЭС, ввиду того что при работе Нурекской ГЭС происходит сглаживание пиков паводка. В связи с этим желательно вступление Нурекской ГЭС в эксплуатацию, как и предусмотрено в проекте, в 1965 г.

Сопоставление результатов формирования русла Вахша на модели в бытовых условиях с натурным руслом съемки 1960 г. показало удовлетворительное сходство, что указывает на возможность применения для Вахша с закрепленными берегами методики моделирования Алтунина — Орлова. Масштабные множители для принятой методики моделирования дают возможность произвести пересчет модельных данных на натуру.

Общий размыв русла в мелкопесчаных грунтах интенсивно происходит в первые годы. Так, например, из рис. 8 видно, что снижение горизонта воды при $Q = 1000 \text{ м}^3/\text{сек}$, в первые два года составившее 3,2 м, превышает общее снижение за последующие девять лет.

При рассмотрении общего размыва на протяжении 44 км максимальное снижение горизонтов воды в начальном участке размыва (в створах 9—10) составило 5 м для расхода $1800 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Снижение горизонта воды на исследуемом участке длиной 44 км для каждого створа и каждого года размыва может быть получено из графиков, подобных рис. 8, для пропуска расходов от 500 до $1800 \text{ м}^3/\text{сек}$. По данным лабораторных исследований, объем смытых отложений на участке длиной 44 км за 11 лет размыва был равен 56 млн. $\text{м}^3/\text{сек}$. Имеющийся материал позволяет найти величину дополнительного снижения горизонта воды при распространении размыва на 60 км до места слияния Вахша с Пянджем. Эта величина для исследуемого участка составила 1,95 м. Следовательно, максимальное снижение в начальном участке размыва (створ 9—10) с учетом дополнительного снижения будет 7 м.

На основании проведенных исследований установлено, что при работе только Головной ГЭС величины снижения горизонта воды будут больше соответствующих величин при совместной работе Головной и Нурекской ГЭС. Желательно, чтобы Нурекская ГЭС вступила в эксплуатацию в срок, предусмотренный проектом, т. е. в 1965 г.

СОДЕРЖАНИЕ

Х. Ирмухамедов. Результаты измерения турбулентности потока на подходе к гидроузлу с послойной схемой водозабора.	5
А. М. Мухамедов. Уточнение расчетных формул движения донных наносов.	18
А. М. Мухамедов. О сопротивлениях в движении бурного потока.	23
Р. Р. Абдураупов. Некоторые вопросы неустановившегося движения воды в открытых руслах	28
А. М. Мухамедов, А. В. Бочарин, Я. С. Мухамедов. К вопросу осаждения наносов в донном потоке	37
В. Е. Тузов. О блуждании русла р. Аму-Дарьи в районе головного участка канала Ташсака	44
В. С. Лапшенков. О стоке наносов р. Аму-Дарьи в створе Тюямуюна.	55
А. М. Мухамедов. Исследование верхнего бьефа гидроузла на предгорном участке реки	64
И. А. Бузунов, Г. Т. Гаврилюк. Некоторые результаты опытного размыва Центрального Голодностепского коллектора	108
Р. М. Каримов. Гидравлически устойчивые формы русел каналов криволинейного поперечного сечения	116
Э. М. Пилосов, В. А. Скрыльников. Некоторые результаты лабораторных исследований общего размыва русла р. Вахш в связи со строительством Нурекской ГЭС.	127

Редактор А. А. Соколова, Р. Р. Булатова.
Технический редактор Т. М. Ларионова.
Корректор Д. С. Алиева

Р09279. Сдано в набор 14/XII-1964 г. Подписано к печати 5/III-1965 г.
Формат $70 \times 108^{1/10} = 4,33$ бум. л. - 8,75 печ. л. Уч. изд. л. 10,3 Изд. № 1143.
Тираж 650 Цена 87 коп.

Типография изд-ва «Наука» УзССР. Ташкент, 2-ая Высоковольтная, 21.
Заказ 1429.
Адрес Издательства: ул. Гоголя, 70.