

ВОПРОСЫ ГИДРОТЕХНИКИ

ВЫПУСК

10

ИЗДАТЕЛЬСТВО АКАДЕМИИ НАУК УЗБЕКСКОЙ ССР

АКАДЕМИЯ НАУК УЗБЕКСКОЙ ССР
ИНСТИТУТ ВОДНЫХ ПРОБЛЕМ И ГИДРОТЕХНИКИ

ВОПРОСЫ ГИДРОТЕХНИКИ

ВЫПУСК 10

ЭКСПЛУАТАЦИЯ
ИРРИГАЦИОННЫХ СИСТЕМ

ИЗДАТЕЛЬСТВО АКАДЕМИИ НАУК УЗБЕКСКОЙ ССР
ТАШКЕНТ—1962

В сборнике освещены вопросы водопользования в хлопководческих хозяйствах, в частности в совхозе «Пахтаарал»; даны основы расчета распределения воды в телеавтоматизированных ирригационных каналах при установившемся режиме; описаны конструкции и освещены результаты экспериментально-теоретических исследований простого по устройству автомата-регулятора расхода, обладающего высокими эксплуатационными показателями; предложено новое конструктивное решение, позволяющее улучшить нормальное движение воды в трапецидальном канале; приведены общие указания и рекомендации по промыву наносов на гидроузлах; рекомендован метод определения среднего стока взвешенных наносов в неисследованных створах рек бассейна Аму-Дарьи для учета транспортирующей способности оросительных каналов, нарушаемой при их заилении.

Сборник предназначен для научных сотрудников, работников проектных, эксплуатационных организаций, аспирантов, преподавателей и студентов вузов гидротехнической и мелиоративной специальностей.

Ответственный редактор
кандидат технических наук
З. Х. ХУСАН-ХОДЖАЕВ

Н. Т. ЛАКТАЕВ, М. Д. ЧЕЛЮКАНОВ

ВОДОПОЛЬЗОВАНИЕ СОВХОЗА «ПАХТААРАЛ»

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ И ЕСТЕСТВЕННОИСТОРИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ

Общие сведения о совхозе. Совхоз «Пахтаарал» расположен на землях старого орошения Голодной степи; по административному делению территория совхоза относится к Ильичевскому району Южно-Казахстанской области Казахской ССР.

Оросительная вода к южной (командной) границе массива подведена в 1922 г. по удлинённому Кировскому магистральному каналу (КМК).

Главный внутрихозяйственный канал совхоза — распределитель К-20 — и мелкая сеть построены в течение 1923—1928 гг. Одновременно со строительством ирригационной сети шло хозяйственное освоение территории. Первые два года новые поливные земли сдавались в аренду новоселам. Осенью 1924 г. Туркестанский хлопковый комитет организовал семенное хлопковое хозяйство (семхоз) «Пахтаарал». В 1929 г. семхоз переименован в хлопководческий совхоз «Пахтаарал». Общая площадь 10 918 га, посевная — 9329, в том числе под посевами хлопчатника 6211 га.

В последующие годы посевные площади увеличились за счет прирезок земли, освоения богарных участков и повышения коэффициента использования земли.

В 1961 г. основной массив (без отгонных пастбищ) занимал 13 тыс. га, из них хлопково-травопольный севооборот — 9822, прифермский севооборот — 200, под рисом, огородами, садами и виноградниками было около 500 га. Коэффициент земельного использования с учетом индивидуальных огородов 0,83.

В настоящее время совхоз «Пахтаарал» — рентабельное многоотраслевое хозяйство с развитым животноводством (на базе хлопково-пропашного севооборота, основное направление хозяйства — хлопководство).

Посевные площади хлопчатника довольно постоянны, а урожайность за последние годы держится на уровне 30 ц/га (рис. 1), что является очень высоким показателем для такого крупного хозяйства. Практикой совхоза «Пахтаарал» доказано, что в неблагоприятных мелиоративных условиях Голодной степи при правильном ведении хозяйства можно получать высокие и устойчивые урожаи хлопчатника.

В настоящее время в совхозе работает около 4400 человек, из них 3240 заняты непосредственно в разных отраслях хозяйства, 160 специалистов, служащих и МОП. В вегетационный период, в моменты наиболее напряженного ухода за хлопчатником, непосредственно на хлопковых полях работает не более 1500 человек. Нагрузка на одного

работающего составляет около 3,5—4 га хлопчатника. Это очень высокая нагрузка по сравнению с нагрузкой в передовых колхозах и других совхозах Голодной степи. Такая нагрузка стала возможной после того, как совхоз перешел на квадратно-прямоугольно-гнездовой метод выращивания хлопчатника с применением поперечных обработок.

В последние годы в совхозе широко применяется машинный сбор хлопка-сырца: под машинной уборкой находится 3000 га из 5954, засеянных в 1961 г.

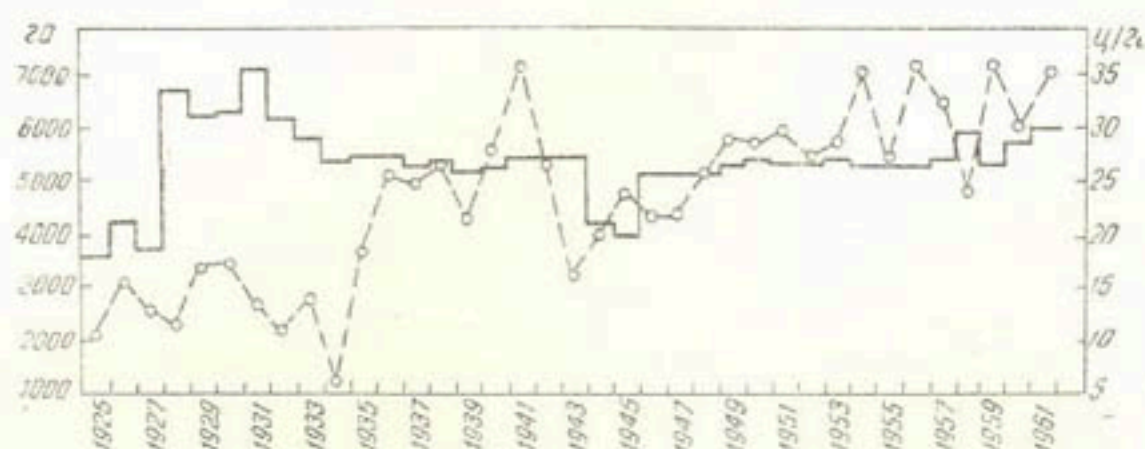


Рис. 1. Изменение площадей и урожайности хлопчатника в совхозе «Пахтаарал» за 1925–1961 гг. Сплошная линия — площадь, пунктирная — урожайность.

О затратах труда на 1 ц сырца и себестоимости 1 ц сырца в совхозе свидетельствуют следующие цифры:

Год	Затраты труда на 1 ц, чел.-дни	Себестоимость 1 ц, руб.
1934	8,9	16,65
1939	7,1	10,92
1944	3,6	10,26
1953	4,5	14,71
1954	3,3	12,18
1956	2,6	11,11
1958	3,8	16,76
1959	1,9	12,06
1960	2,90	17,61
1961	1,96	14,93

О затратах труда на 1961 г. по отделениям свидетельствуют следующие данные:

Отделение	На 1 га	На 1 ц	Себестоимость 1 ц хлопка-сырца, руб.	
			по плану	фактически
Октябрьское	69,5	2,01	14,91	12,90
Первомайское	66,7	1,92	15,91	15,56
XXII партсъезд	65,0	2,01	15,45	15,07
Ильичевское	68,5	2,00	14,68	13,79
Коминтерн	73,0	1,82	14,02	12,56
Дзержинское	74,8	1,90	14,11	13,78
40 лет Казахской ССР	62,2	2,46	18,59	15,93
По совхозу	69,2	1,96	15,48	14,93

Из всех хлопкосеющих совхозов Голодной степи совхоз «Пахтаарал» получает самые высокие урожаи и производит при этом самый дешевый хлопок в Советском Союзе.

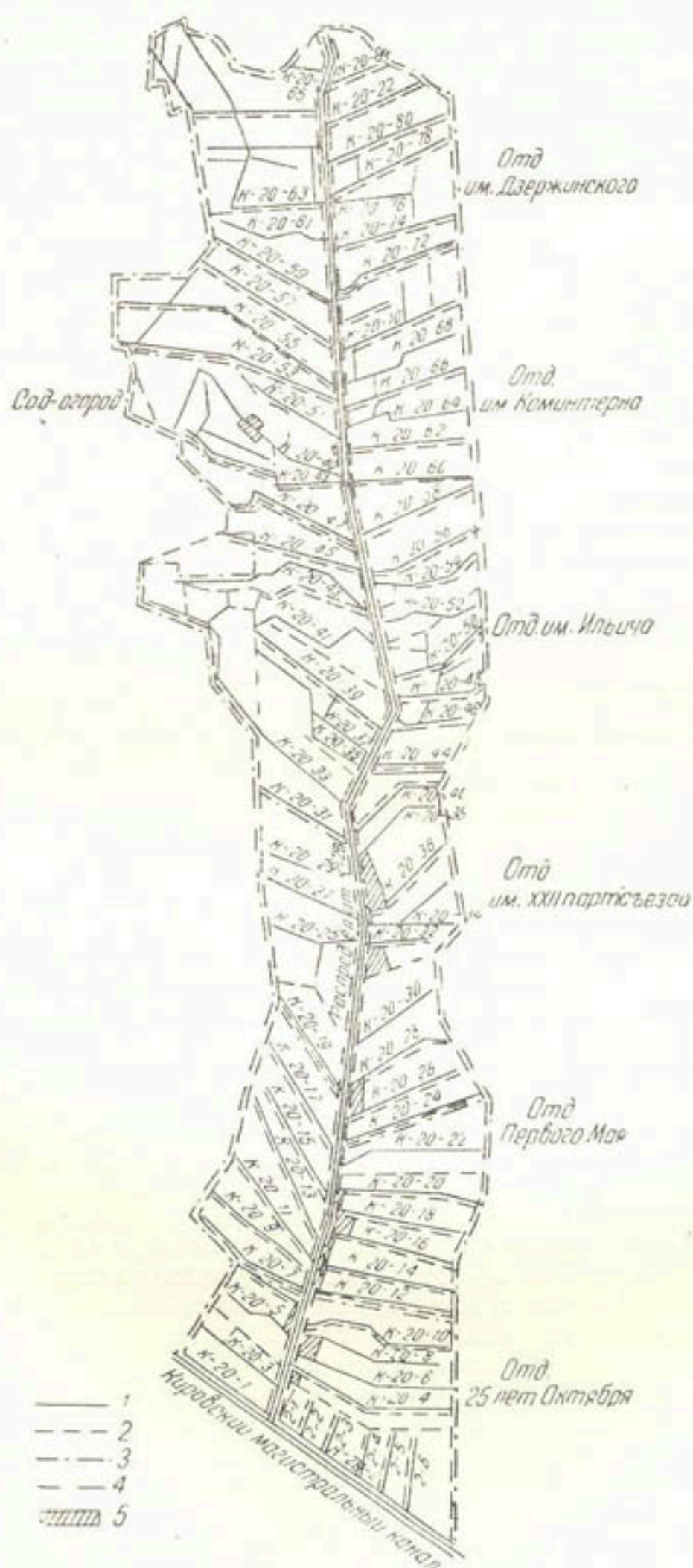


Рис. 2. План земель совхоза „Пахтаарал“.

1—оросительная сеть, 2—дороги, 3—границы отделений, 4—дрены, 5—усадьбы.

Землепользование, организация территории. Совхоз представляет собой вытянутый с юга на север массив длиной 26,5 км и шириной (с востока на запад) от 3 до 6 км. План землепользования совхоза представлен на рис. 2. На юге проходит Кировский магистральный канал, на севере — пойма Сыр-Дарьи, на востоке и западе он граничит с колхозами Ильичевского района.

Валовая площадь совхоза распределяется по угодьям следующим образом.

	1958 г.	1959 г.	1960 г.	1961 г.
<i>Удобные земли</i>				
Хлопчатник	5918	5323	5708	5954
Кукуруза	270	270	403	655
Многолетние травы	2650	2671	2967	3141
Однолетние травы	255	180	28	32
Зерновые, колосовые	194	472	220	40
Овощи, бахчи	91	87	65	49
Картофель	62	91	74	65
Сады	78	78	78	87
Виноградники	34	34	34	34
Прочие культуры	14	12	1	
Индивидуальные огороды	878	878	878	878
Всего	10 444	10 096	10 456	10 935
<i>Неудобные земли</i>				
Резервы вдоль каналов				34
Дороги				539
Оросительно-дренажная сеть				829
Солончаки				70
Постройки и усадьбы				642
Всего				2144

Почти в центре массива, в рабочем поселке Ильич, расположена центральная усадьба совхоза. Поселок связан с ж.-д. ст. Сыр-Дарья шоссе и железнодорожной веткой.

Примерно посредине массива с юга на север параллельно внутрихозяйственному каналу-распределителю К-20 проходит главная внутрихозяйственная дорога, связывающая центральную усадьбу с отделениями и отделения друг с другом.

Вдоль внутрихозяйственной шоссейной дороги (с юга на север) расположены усадьбы шести хлопководческих отделений: Октябрьского, Первомайского, им. XII партсъезда, Ильичевского, Коминтерна, Дзержинского. Кроме них, имеются садово-огородное и животноводческое отделения с участком отгонного животноводства.

Оросительная сеть и сооружения. Совхоз получает воду из Кировского магистрального канала на 101-м километре через распределитель К-20. Построен он в 1928 г., железобетонное головное сооружение К-20 на КМК — в 1929 г. Длина канала 27 км. Уклон дна 0,0002. Расчетная пропускная способность канала в голове 10 м³/сек, на нижележащих створах соответственно меньше.

В 1929—1935 гг. на канале К-20 построено 8 перегораживающих сооружений и водовыпуски в групповые оросители, в 1931 г. — концевой железобетонный сброс.

Распределитель К-20 проходит по водоразделу и делит территорию совхоза на две примерно равные части. Вправо и влево от распределителя К-20 отходят групповые оросители-отводы, а от них — сеть картовых оросителей. Справа расположены оросители четной нумерации, слева — нечетной. Общее протяжение сети групповых оросителей колеблется от 500 до 600 м; средняя площадь 120 га.

Пропускная способность групповых оросителей $0,3—2 \text{ м}^3/\text{сек}$; средние уклоны их $0,0005—0,0006$.

До 1950 г. картовые оросители с пропускной способностью $0,005—0,1 \text{ м}^3/\text{сек}$ были постоянными и располагались в 100 м друг от друга. Всего в совхозе 2300 картовых оросителей; протяжение картовой сети 1300 км. Площадь картовой сети $3—18 \text{ га}$, в среднем 4,5.

С 1951 г. постоянные картовые оросители заменили временными, расстояние между картовыми оросителями (ширина карт) увеличилось до 200 м. Картовые оросители нарезаются канавокопателями: на хлопковых полях — на сезон, а на травах — на 2 года. Общее протяжение сети картовых оросителей в настоящее время 1000 км. Пропускная способность $0,07—0,08 \text{ м}^3/\text{сек}$.

На оросительной сети совхоза имеются следующие гидротехнические сооружения: перегораживающие на К-20 (8), водовыпуски из К-20 в групповые оросители (71), перегораживающие по групповым оросителям (30), водовыпуски из групповых оросителей в картовые оросители (350), акведуки через коллекторы (3), перепад (1), мосты и трубчатые проезды (88).

Климат. Климат территории совхоза мало отличается от климата орошаемой части Голодной степи. Совхоз расположен в полупустынной зоне с малым количеством осадков. Особенность климата — резкая континентальность, сухое и жаркое лето. Из годового (272 мм) количества осадков на июнь—сентябрь приходится 12. Сильных ветров, характерных для южной части Голодной степи (район Беговат — Хаваст), здесь не бывает.

Хорошее развитие древесных насаждений вдоль оросительной сети благотворно влияет на климат «Пахтаарала».

Рельеф. Это спокойная равнина; общий уклон с юга (водораздел, по которому проходит Кировский магистральный канал) на север (к пойме Сыр-Дарьи) $0,00032$, т. е. очень мал. В середине массива с юга на север проходит еще заметный водораздел, по которому проложен главный хозяйственный канал — распределитель К-20. Падение местности от канала К-20 вправо (к восточной границе) и влево (к западной границе) от 0 до 1,0 м. Следовательно, уклоны в этом направлении малы, поэтому отводы от К-20 идут под острым ($60—80^\circ$) углом к К-20.

Восточная и западная границы проходят по тальвегам. По границам построены межхозяйственные коллекторы, служащие водоприемниками поверхностных сбросов и дренажных вод совхоза и соседних с ним хозяйств. Тальвеги имеют малые уклоны в сторону поймы Сыр-Дарьи, поэтому эксплуатация их затруднена и состояние пограничных коллекторов плохое.

Естественных открытых водотоков в пределах совхоза нет.

Северная граница массива проходит по уступу (выс. 5—6 м) в пойму Сыр-Дарьи. Примыкающие пойменные земли недавно переданы совхозу для развития животноводства и рисосеяния.

Микрорельеф. До 1950 г. поверхность полей изобиловала множеством чередовавшихся небольших понижений и повышений глубиной (высотой) 20—30 см. При поливах пониженные места, естественно, переувлажнялись и служили очагами подпитывания грунтовых вод, повышенные оставались сухими, что приводило к интенсивному испарению минерализованных грунтовых вод под бугром и засолению верхних горизонтов почвы. Размер отдельного микрозабугрения колебался от нескольких десятков до нескольких тысяч квадратных метров. Общая площадь забугрений на севооборотном массиве, по данным А. Н. Розанова (1937—1938 гг.), составляла около 20%. После капитальных планировок, проведенных в последние годы, микрорельеф полей улучшился.

Геология и гидрогеология. Верхняя (25—30 м) часть толщи грунтов состоит из мелкоземистых наносов лессового типа (легкие суглинки). Грунты характеризуются плохими фильтрационными свойствами. Коэффициент фильтрации в горизонтальном направлении очень мал — от 0,00012 до 0,00067 м/сутки. Осредненный коэффициент фильтрации в вертикальном направлении значительно больше—0,1—0,3 м/сутки. Покровный слой почвогрунтов имеет сильно выраженные капиллярные свойства, обуславливающие значительное подтягивание близко расположенных грунтовых вод к поверхности земли и их интенсивное испарение.

Ниже залегают мелкие и средние пески с коэффициентом фильтрации 30 м/сутки. В этой толще располагаются слабонапорные грунтовые воды. На глубине 45—60 м почти везде встречаются мощные прослойки и линзы суглинков со значительно меньшими коэффициентами фильтрации, поэтому представляющие собой как бы водоупор.

Во всей толще отложений с глубины 1—2 м расположены грунтовые воды. Поверхностные слои их сильно минерализованы. Более глубокие слои, из которых откачивают воду на нужды водоснабжения, минерализованы слабо. Судя по плотному остатку, минерализация верхнего слоя грунтовых вод по территории совхоза различна — от 2 до 15 г/л. Ближе к пойме Сыр-Дарьи минерализация заметно уменьшается, а грунтовые воды залегают глубже, в результате мелиоративное состояние земель северных отделений (им. Дзержинского, Коминтерн) несколько лучше, чем южных.

Минерализация грунтовых вод изменяется во времени, увеличиваясь к началу последующего полива и концу вегетационного периода.

Наблюдения за уровнем грунтовых вод ведутся по колодцам каждые 10 дней. В 1957 г. среднегодовой уровень грунтовых вод составил:

на 63%	площади	на глубине	от 1 до 2 м,
на 19	„	„	от 2 до 3 м,
на 18	„	„	больше 3 м.

За последние годы уровень грунтовых вод на площадях, охваченных дождеванием, несколько снизился.

Из-за слабого общего оттока в сторону р. Сыр-Дарьи динамика уровня грунтовых вод определяется складывающимися во времени соотношениями приходных и расходных статей баланса местного вертикального передвижения влаги в толще почвогрунта.

Основные факторы, определяющие приходную часть баланса грунтовых вод, следующие: 1) оросительные поверхностные воды, просачивающиеся в глубь почвогрунтов (потери из каналов и та часть поливной воды на поле, которая просачивается вглубь из-за чрезмерных фактических поливных норм), 2) атмосферные осадки.

В расходной части основное значение имеют испарение почвенной поверхности и транспирация растений.

Самое низкое стояние уровня грунтовых вод в октябре — ноябре. Зимние осадки и особенно зимние и ранневесенние промывные и запасные поливы поднимают грунтовые воды к весне. С повышением температуры весной, усилением испарения и транспирации (апрель — начало июля) уровень грунтовых вод падает. После массовых поливов хлопчатника на площади обычного бороздкового полива уровень растет до конца августа (несмотря на большую транспирацию растений), затем постепенно падает к октябрю.

На площадях, орошаемых дождеванием, из-за незначительности поливных и оросительных норм глубина грунтовых вод продолжает снижаться. Под влиянием некоторой напорности и за счет капиллярного

поднятия значительная часть грунтовых вод испаряется и используется на транспирацию. По этой и другим причинам годовая амплитуда колебаний в разных колодцах колеблется от дециметра до метра. Разница в положениях уровня и величине амплитуд колебаний объясняется местными условиями и техникой орошения (дождевание или бороздковый полив).

Почвогрунты. Почвы совхоза — суглинистые сероземы, довольно однородные по механическому составу и другим признакам. На глубине 1,5—2 м встречаются прослойки более легких суглинков, иногда супесей, ниже грунты среднесуглинистые. Почвогрунты различаются по степени засоления, что иллюстрируется данными совхоза по состоянию на 1957 г. (за).

Отделение	Незасоленные или слабо-засоленные	Слабо- и средне-засоленные	Средне-засоленные	Средне- и сильнозасоленные
Октябрьское	625	227	125	275
Первомайское	385	238	744	222
XXII партсъезда	179	470	112	867
Ильичевское	854	200	433	268
Коминтерн	1855	143	—	—
Дзержинского	1811	—	—	—
Всего	5709	1278	1414	1632
%	57	13	14	16

Засоление по преимуществу сульфатно-хлоридное. Степень засоления почв, как и степень минерализации грунтовых вод, убывает с юга на север.

Благодаря комплексу агромелиоративных мероприятий удельный вес засоленных земель за последние годы снижен.

Соблюдение плодосмена, глубокая зяблевая пахота, своевременные обработки значительно повысили плодородие почв. Сейчас почвы содержат гумуса больше, чем в первые годы освоения земель совхоза.

ДИНАМИКА МЕЛИОРАТИВНОГО СОСТОЯНИЯ

Как видно из приведенных сведений о рельефе, микрорельефе, геоморфологии, гидрогеологии и почвах, мелиоративные условия территории совхоза довольно тяжелые.

В архиве гидротехнического отдела совхоза систематизированные данные об изменении главных мелиоративных показателей по годам за время существования совхоза, за исключением данных об уровне грунтовых вод, отсутствуют. Несколько больше данных в гидроотделе за последние 6—7 лет.

История мелиорации освещена в работах Е. Г. Петрова, А. Н. Розанова, Д. М. Каца, Н. А. Кенесарина и др.

По почвенным исследованиям Димо (1914 г.), почвы массива совхоза в мелиоративном отношении до орошения были более благополучными в западной (неосвоенной) части Голодной степи. Этим объясняется выбор массива под семеноводческое хозяйство. Верхний слой почвы мало засолен, а грунтовые воды располагались на глубине 9—10 м. Сразу после частичного освоения под влиянием орошения уровень грунтовых вод поднялся до 5 м в 1925 г. и продолжал подниматься в последующие годы, хотя более медленно.

О динамике глубины залегания грунтовых вод свидетельствуют цифры, приведенные ниже.

Год	Средняя глубина грунтовых вод, м	Год	Средняя глубина грунтовых вод, м
1924	9,6	1940	3,63
1925	5,2	1941	3,71
1926	4,6	1942	3,14
1927	4,1	1943	2,82
1928	3,9	1944	2,84
1929	3,7	1945	2,73
1930	3,2	1946	2,49
1931	3,05	1947	2,38
1932	2,95	1948	2,59
1933	Нет сведений	1949	2,31
1934	3,5	1950	2,22
1935	3,8	1951	2,26
1936	4,0	1952	2,23
1937	4,5	1953	1,68
1938	4,3	1954	2,41
1939	4,3	1955	2,09
		1956	1,46
		1957	2,23
		1958	2,20
		1959	2,30
		1960	2,25
		1961	2,45

Несмотря на относительно небольшое водопотребление до 1932 г. (оросительная норма брутто 5000 м³/га; среднее количество поливов хлопчатника 2), в 1930—1932 гг. уровень грунтовых вод на территории совхоза поднялся с 10 до 3 м от поверхности. В местах понижений рельефа (депрессий) он был еще выше. Сильноминерализованные грунтовые воды получили возможность подтягиваться в верхние слои почвы из-за капиллярности грунтов и постоянного испарения влаги в верхних горизонтах (транспирация растений, непосредственное испарение почвой). Процесс усиливался из-за некоторой напорности грунтовых вод, т. е. восходящих токов минерализованных грунтовых вод. Так началось вторичное засоление. Особенно сильно протекало оно на буграх и часто приводило не только к изреженности растений, но и к полным выпадам. К 1932 г. средне- и сильнозасоленные земли занимали 2000 га (20% территории).

Вследствие засоления урожайность хлопчатника 1932 г. снизилась до 11 ц/га.

1933—1939 гг. — период некоторого снижения уровня грунтовых вод (первая половина) и последующей стабилизации их на глубине 4—4,5 м (вторая половина). Однако засоление земель продолжалось. По имеющимся данным, рост средне- и сильнозасоленных площадей выражается следующими цифрами: 1932 г. — 2004 га, 1935 — 2981, 1938 — 4059 га.

Две последние цифры получены в результате почвенных исследований, проведенных бригадой Почвенного института АН СССР им. Докучаева (руководитель А. Н. Розанов).

В 1933 г. начали проводить промывные поливы засоленных земель, сначала на небольшой (62 га) площади, затем на 2000—2500 га.

В 1923—1939 гг. оросительная норма брутто поднялась с 5500 до 10 000 м³/га, а число поливов хлопчатника — с 2 до 5.

В этот же период внедрялись и бороздковые поливы вместо полива затоплением. Частые и более доброкачественные поливы, очевидно, снижали концентрацию почвенного раствора, как бы промывали засоленный слой, а в местах депрессий с близким стоянием грунтовых вод сильноминерализованные грунтовые воды изолировались от активного слоя почвогрунта пресной водной прослойкой.

При имевшихся в то время возможностях оттока (растекание в стороны) грунтовых вод стало возможным преодоление мелиоративного неблагополучия (засоление в период вегетации) агротехническими мероприятиями (севооборот, высокая агротехника, повышение водопотребления) и получение хороших урожаев хлопчатника, но это была система неустойчивого равновесия.

Чрезмерное водопотребление привело к повышению уровня грунтовых вод в 1940—1941 гг., однако выработанный комплекс мероприятий и очень благоприятные погоды позволили получать высокие урожаи. Но как только изменились условия баланса (уменьшение оттока) грунтовых вод в результате орошения территории к западу от совхоза и освоения большой площади перелогов к востоку, уровень грунтовых вод повысился, мелиоративное состояние ухудшилось и урожайность хлопчатника упала.

Конечно, снижение урожайности в этот период (1942—1947 гг.) нельзя объяснять только поведением грунтовых вод. Снизился уровень агротехники и механизации, сказался недостаток рабочих рук, ухудшилось качество полива и др.

1943 г. по урожайности (16 ц/га) самый неудачный. Основываясь на распространенных в то время воззрениях о мелиоративной роли трав, для быстрой мелиорации неблагополучных площадей в 1944 г. люцерны посеяно значительно больше, чем полагалось по севообороту. Хлопковую площадь сократили на 1200 га в 1944 г. и на 1328 в 1945.

К 1949—1950 гг. была восстановлена площадь под хлопчатником и урожайность достигла 29 ц/га.

В рассматриваемый период выявилась тенденция к снижению водопотребления и сокращению числа поливов. Особенно низкое водопотребление (по отношению к предыдущему периоду) было в 1945, 1947 и 1949 гг.

В конце рассматриваемого периода руководство совхоза было вынуждено приступить к развитию дренажной сети, капитальной планировке поверхности полей и затем ежегодно проводить эту работу в больших объемах.

1951—1961 гг. следует считать периодом нового комплекса мелиоративных мероприятий. Хотя уровень грунтовых вод еще не снизился (пока отмечается их стабилизация), совхоз получил самую высокую урожайность хлопчатника.

Проводимый комплекс агро-мелиоративных мероприятий заключается в следующем:

- 1) высокий уровень агротехники, обеспечивающий высокую урожайность и одновременно благоприятно влияющий на водно-солевой баланс почвогрунтов (увеличение транспирации растений и снижение испарения с поверхности почвы);

- 2) отказ от классических схем травопольного севооборота и переход на оперативное чередование культур с учетом складывающихся мелиоративных условий и хозяйственных задач;

- 3) зимние промывные поливы засоленных земель и запасные поливы на остальной хлопковой площади; искусственное создание опресненного верхнего слоя грунтовых вод зимой с последующим использованием его на транспирацию летом;

- 4) закрытие канала на большую часть вегетационного периода и перевод водоснабжения населения и животноводческих ферм на скважины (строительство водопровода);

- 5) сокращение водозабора в вегетационный период, уменьшение общего водопотребления в вегетацию путем сокращения числа поливов,

улучшения техники полива и внедрения новых методов орошения (дождевание);

6) капитальная планировка полей, исправление микрорельефа в увязке с переустройством оросительной сети;

7) строительство внутрихозяйственной дренажной сети в местах особенно близкого залегания уровня грунтовых вод с затрудненным местным оттоком и строительство системы вертикального дренажа.

АГРОТЕХНИКА И ОРГАНИЗАЦИЯ РАБОТЫ В ПОЛЕВОДСТВЕ

Агротехнику и организацию работы в полеводстве мы изучали в отделении им. Дзержинского.

Характеристика отделения. Отделение им. Дзержинского занимает концевую (северную) часть землепользования совхоза.

Северная граница отделения протекает по пойме Сыр-Дарьи. Земли отделения расположены на первой надпойменной террасе и отделены от поймы уступом в 5—6 м. Территория отделения по сравнению с другими отделениями совхоза находится в несколько лучших почвенно-мелиоративных условиях. Грунтовые воды залегают на глубине от 1 до 2 м. Минерализация их сульфатно-хлоридная, степень минерализации слабая (в среднем 2,96 г/л по плотному остатку) и заметного угнетающего влияния на развитие хлопчатника не оказывает. Почвы — светлые сероземы, по механическому составу — средние пылеватые суглинки.

Общая площадь 1980 га.

В отделении 8 бригад, из них 6 хлопководческих, 1 по кормодобыванию и 1 садово-огородная. За последние годы число полеводческих бригад резко сократилось, а площадь увеличилась. С 1958 г. организовано 6 хлопководческих бригад со средней площадью 162 га, в 1956 г. их было 11 со средней площадью 82 га (табл. 1).

Таблица 1

Номер хлопководческой бригады	Площадь под хлопчатником, га	Плановая урожайность, ц/га	Закреплено пропашных тракторов	Нагрузка на 1 трактор, га
1	224	35,5	5	44,8
2	200	35,2	4	50,0
3	195	35,5	4	48,7
4	160	34,3	3	53,3
5	115	35,2	2	57,5
6	78	35,5	2	30,2
Всего	972	35,2	20	48,6

Бригады 1, 2, 3 и 4 можно назвать укрупненными тракторно-полеводческими, а бригады 5 и 6 — полеводческими.

Полеводческие бригады. Бригады в совхозе не постоянны; количество и размер их ежегодно меняются. Полеводческие бригады не комплексные, а специализированные, т. е. имеются бригады хлопководческие и кормодобывающие. Поскольку на полях происходит ежегодное чередование культур, бригады ежегодно меняют местоположение. Они назначаются руководством совхоза и отделений с учетом квалификации и деловых качеств полеводов и бригадных механиков, кандидатов на должность бригадиров полеводческих бригад; принимается также во внимание фактическое расселение рабочих по поселкам и хуторам и др.

За тракторно-полеводческими бригадами закрепляется коллектив постоянных рабочих, трактора, сельхозмашины и орудия в необходимом количестве. Бригадир в большинстве случаев — опытный полевод (агро-техник со стажем), заместитель бригадира — бригадный механик. Трактористы — постоянные члены бригады. Трактора обслуживают постоянные прицепщики. Если площадь бригады больше 150 га (коллектив рабочих здесь 35—40 человек), то, по усмотрению директора совхоза, в помощь бригадиру может быть выделен штатный учетчик.

Работа бригадира построена на основе единоначалия: бригадир расставляет людей на те или иные работы, дает задание, инструктаж и сам принимает работу от исполнителей. Труд трактористов и рабочих учитывает сам бригадир.

Работу, выполненную за день, бригадир записывает в тетрадь, в которой указывается:

- 1) фамилия рабочего,
- 2) выполненная работа,
- 3) норма выработки,
- 4) фактическое выполнение,
- 5) номер карты, на которой производилась работа.

Наряд скрепляется подписью бригадира и передается на рассмотрение агроному отделения, который визирует наряд. После этого наряд служит документом к начислению заработной платы.

Как правило, за исключением периода уборки урожая, состав рабочих бригады полностью полевыми работами не загружен, несмотря на высокую нагрузку площадей на одного рабочего. Такое положение в совхозе создано в последние 3—4 года благодаря внедрению квадратно-гнездового сева и обработке тракторами в двух направлениях. Это дало возможность заменить трудоемкое ручное мотыжение полкой сорняков. После работы трактора в двух направлениях необработанными остаются небольшие квадраты, размером 10×10 см, около стеблей хлопчатника. Такие поля почти не имеют сорняков. Норма выработки (0,7 га на одного рабочего) на прополке сорняков почти всеми выполняется.

Звеньевая система организации труда отсутствует. Опыт показывает, что дробление бригады на звенья при современном уровне механизации не дает хороших результатов. Бригады подчеркивают неприемлемость звеньевой системы, даже если за посевами звена закреплен пропашной трактор (звеньевой тракторист, площадь звена 40—50 га). Отрицательные стороны звеньевой организации:

- 1) распыление воды мелкими струями по всем звеньям; увеличение вследствие этого непроизводительных потерь воды и недоразумения между звеньями из-за неточностей при распределении воды;
- 2) снижение темпа полива, необеспеченность пропашных тракторов работой на больших загонах;
- 3) усложнение руководства полевыми работами и фактически снижение роли и ответственности бригадира.

В бригаде существует только одно специализированное звено — звено поливальщиков. Оно обеспечивает правильное водопользование и использование тракторов в бригаде.

В работе полеводческих бригад внедрены элементы хозрасчета. Годовой фонд заработной платы по тракторно-полеводческой бригаде предварительно (в начале года) определяется из плановой валовой продукции, которую должна дать бригада, и размера заработной платы на 1 ц хлопка-сырца по промфинплану (калькуляции). Согласно действующему в совхозе положению, при выполнении плана выращивания продукции и экономии фонда заработной платы половина

сэкономленной суммы предназначается на дополнительную оплату труда рабочим бригады.

Вознаграждение делится между всеми работниками пропорционально полученной годовой зарплате каждого. Поэтому бригады стараются не допускать на полях излишеств в агротехнических работах. В последние годы сокращено количество поливов и обработок, а также нормы внесения минеральных удобрений.

Насыщенность тракторами в совхозе очень высокая, а по естественным условиям совхоза объем тракторных работ в период вегетационных поливов сравнительно мал, так как число поливов хлопчатника незначительно (в среднем 2—2,5 полива). В мае, когда идут допосевные обработки, трактора загружены работой, но в июне—августе определенную часть времени примерно треть их вынужденно простаивает. Само собой разумеется, что в таких условиях запаздывание послеполивной обработки против оптимальных сроков, опережение тракторной культивации ручным мотыжением и другие неувязки, характерные для колхозов при малых бригадах и незакрепленных тракторах, в совхозе «Пахтаарал» совершенно не наблюдаются. Если завтра или послезавтра бригадир на каком-либо участке необходима тракторная обработка, то (поскольку трактора закреплены за бригадой) бригадир не отдаст свой трактор на работу вне бригады. Этим главным образом и обеспечивается своевременность всех механизированных операций.

Вода внутри бригады не распыляется, а направляется вся на полив одного участка. Все поливальщики, составляющие смену специализированного звена поливальщиков, работают на поливе одного участка. Чем больше бригада, тем больше ток воды, меньше теряется воды и большая площадь хлопчатника ежедневно выходит из-под полива, а через 3—4 дня в одном месте (на одном участке) сосредоточивается большая площадь для работы тракторов. Трактора имеют большие гоны и в крупных бригадах используются эффективнее, чем в мелких.

Агротехника. Отличительная особенность агротехники хлопчатника — своевременность и высокое качество всех агротехнических работ, предусматриваемых ежегодным агропланом. Это результат высокого уровня механизации, рациональной организации производства (укрупненные тракторно-полеводческие бригады), а также системы мелиорации земель.

Система агромероприятий совхоза включает:

- 1) оперативное чередование культур;
- 2) глубокую зяблевую пахоту без весенних перепахиваний, но с обязательным ранневесенним боронованием;
- 3) своевременный сев в сжатые сроки (7—10 дней) прямоугольно-гнездовым способом при схеме размещения растений 60×45;
- 4) прореживание и оправку гнезд;
- 5) по мере обозначения рядков и до первой половины июня проведение поспуху двух продольных и двух поперечных культиваций с расширенной зоной обработки междурядий;
- 6) прополку сорняков в не обрабатываемых тракторами гнездах растений;
- 7) сдержанный поливной режим (2—2,5; начало первого полива во второй половине июня);
- 8) обязательные и своевременные культивации после поливов: продольных 4, поперечных 2,5—3, ручных прополок 2,5—3, нарезок борозд 2;

- 9) применение органо-минеральных удобрительных смесей; дифференциацию норм и сроков внесения удобрений по участкам;
- 10) чеканку хлопчатника;
- 11) дефолиацию на всей площади;
- 12) ежегодное повышение доли механизированной уборки урожая.

ВОДОПОЛЬЗОВАНИЕ

С 1956 г. в совхозе применяется орошение дождеванием: в 1958 г. дождеванием орошалось 1000 га, в 1961 — 5388, что составило 59% посевов полевых культур (без высокостебельной кукурузы), а по хлопчатнику — 89%.

Внутрихозяйственное водораспределение по каналу К-20 осуществляется гидротехническим отделом управления совхоза (гидроотдел).

Водораспределением в хлопководческих отделениях руководят бригады по водопользованию. В садово-огородном отделении поливами занимаются мирабы. Поливы на полях организуют бригады тракторно-полеводческих бригад.

Учет и регулирование воды на узлах водораспределения и в точках выдела (водовыпуски между узлами) производятся по мере открытия щитов с учетом действующего напора (методом тарировки отверстий сооружений). Точность учета воды не превышает $\pm 20\%$. Специальных водомерных устройств и сооружений на сети совхоза нет.

Ежегодно составляется план водопользования по совхозу (в разрезе отделений); в основу положен план сева сельхозкультур и дифференцированный режим их орошения (табл. 2).

Таким образом, плановый режим орошения определяется непосредственно хозяйством. По величине водопотребления он меньше режимов, применяемых для подсчета плановой водоподачи другим хозяйствам системы Кировского магистрального канала. Плановую водоподачу хозяйствам Кировской системы подсчитывают на основе режима орошения, рекомендованного СоюзНИХИ, а также по 5-му или 8-му гидро-модульному району центральной климатической зоны (табл. 3).

Конечно, неправомерно сравнивать совхозный режим орошения хлопчатника при дождевании с режимом орошения СоюзНИХИ, который составлен применительно к бороздковому поливу. Однако сопоставление производственного режима орошения хлопчатника (по бороздам) и трав с рекомендациями СоюзНИХИ свидетельствует о резком несоответствии рекомендаций Института и производственных данных. Это еще раз подтверждает недостаточную обоснованность рекомендаций СоюзНИХИ по размерам поливных норм и числу поливов хлопчатника, недоработанность теории расчета и режимов орошения.

При расчете совхозного плана принимаются следующие к. п. д. сети:

1) к. п. д. системы отводов из канала К-20, учитывающий все потери от точки выдела из К-20 до полей (т. е. включая временную сеть) — 0,75,

2) к. п. д. канала К-20 — 0,87,

3) общий к. п. д. сети хозяйства — 0,65 ($0,75 \times 0,87$).

Эти величины к. п. д. получены теоретическим расчетом и больше 15 лет принимаются без изменения. В укрупненных полеводческих бригадах (единица водопользования) фактический к. п. д. несколько выше, чем в планах. По оперативному учету гидрометрии из-за его малой точности достоверного значения к. п. д. канала К-20 получить не удалось. Он меняется от 0,85 до 0,62 (в среднем 0,70), что, конечно, не соответствует действительности.

Отводы из К-20 (групповые оросители) обычно кончаются тупиками. Без прорыва дамб, подтопления некоторой части хлопчатника, затопления дорог и приарычной полосы лишнюю воду в сброс отвести нельзя. Это заставляет регулировщиков дождевальных агрегатов

Таблица 2

Полив	Поливная норма, м ³ /га	Продолжительность полива, дни
-------	------------------------------------	-------------------------------

Вегетационные поливы

Полив хлопчатника дождеванием			
	1-й	400	15 (26.VI—10.VII)
	2-й	400	13 (11—24.VII)
	3-й	500	13 (25.VII—8.VIII)
	4-й	300	13 (9—22.VIII)
Итого	4	1600	
Полив хлопчатника по бороздам			
	1-й	1100	30 (1—30.VI)
	2-й	1100	25 (1—25.VII)
	3-й	1100	20* (26.VII—15.VIII)
Итого	2,5	2750	
Полив трав напуском			
	1-й	1200	30 (26.IV—25.V)
	2-й	1200	26 (26.V—20.VI)
	3-й	1200	25 (21.VI—15.VII)
	4-й	1200	16 (16.VII—10.VIII)
	5-й	1200	25 (11.VIII—5.IX)
Итого	5	6000	

Невегетационные поливы

Запасные поливы на участках, не требующих промывок, поливы трав	1500	30 (1—30.X)
Промывка мелиоративных полей	2500	40 (20.X—30.XI)
Промывные поливы осенью на 75% хлопковой площади	2000	46 (15.XI—31.XII)
То же, зимой на 25% хлопковой площади	2000	46 (1.I—15.II)

* На 50% площади.

и старших поливальщиков, бригадиров, во-первых, не забирать излишней воды, во-вторых, сокращать забор в голове или совершенно закрывать отвод, если надобность в воде уменьшается или отпадает. Непредвиденное закрытие отвода не сразу отражается на режиме канала К-20 ниже этого отвода, излишек воды некоторое время аккумулируется в верхних бьефах многочисленных перегораживающих сооружений. Изменение расходов воды в отводах является причиной резких колебаний

расходов на границе последнего отделения и ниже, на сбросе в пойму. Однако резерв аккумулированной воды в верхних бьефах перегораживающих сооружений и хорошая водообеспеченность никогда не приводили к подсушкам хлопчатника в низовом отделении.

Таблица 3

8-й район, глубина грунтовых вод 1—2 м			5-й район, глубина грунтовых вод 2—3 м		
поливная норма, м ³ /га	начало	конец	поливная норма, м ³ /га	начало	конец
Хлопчатник					
600	26.V	15.VI	700	21.V	10.VI
700	16.VI	5.VII	800	11.VI	28.VI
800	6.VII	20.VII	800	29.VI	13.VII
800	21.VII	5.VIII	900	14.VII	28.VII
800	6.VIII	20.VIII	900	29.VII	10.VIII
700	21.VIII	10.IX	900	11.VIII	25.VIII
—	—	—	800	26.VIII	15.IX
Всего 4400	—	—	5800	—	—
Травы					
800	21.IV	20.V	800	11.IV	5.V
900	21.V	15.VI	800	6.V	31.V
900	16.VI	7.VII	900	1.VI	20.VI
900	8.VII	29.VII	900	21.VI	7.VII
900	30.VII	20.VIII	900	8.VII	22.VII
800	21.VIII	15.IX	900	23.VII	6.VIII
—	—	—	900	7.VIII	26.VIII
—	—	—	800	27.VIII	20.IX
Всего 5200	—	—	6900	—	—

Все водопользование в совхозе проходит в условиях высокой водообеспеченности (характерной вообще для всей Голодной степи); оперативное водораспределение в совхозе можно назвать водопользованием по требованию на основе заявок.

Несмотря на высокую водообеспеченность, работники отделения не злоупотребляют этой возможностью, а наоборот, учитывая неблагоприятное мелниоративное состояние орошаемых земель, стремятся максимально сократить водопотребление на полях. В целом по совхозу водозабор из магистрального канала излишен, постоянно имеется резерв воды, идущий в сброс.

Водозабор воды совхозом из Кировского магистрального канала с 1952 г. стабилизировался на уровне 85 млн. м³, в том числе вегетационный — 65 (76,5%) и невегетационный — 20 (23,5%).

С внедрением нового режима орошения и передового агротехнического комплекса головной водозабор сократился по сравнению с предыдущим (1942—1951 гг.) десятилетием (табл. 4, рис. 3).

Водопотребление на полях при орошении дождеванием сократилось по сравнению с орошением по бороздкам или напуском в 2—2,5 раза. Как видно из приведенных данных, дождевание не привело к существенному снижению водозабора совхозом. Вегетационный водозабор 1961 г. находился на уровне среднего водозабора четырех лет, предшествовавших внедрению дождевания (1952—1955 гг.), а годовой водозабор 1961 г. — даже выше этого уровня. Будем надеяться, что показатели 1961 г. случайны и в последующие годы водозабор совхоза значительно снизится.

По бороздам в 1961 г. поливали 766 га хлопчатника, 655 га кукурузы и др.

Качество полива по бороздам вполне удовлетворительное, особенно там, где применяется трубочный полив. Когда расходы в головах поливных борозд несколько завышены, затапливаются нижние части борозд. Фактические поливные нормы при бороздковом поливе составляют в среднем $1200 \text{ м}^3/\text{га}$, т.е. почти совпадают с плановыми ($1100 \text{ м}^3/\text{га}$).

Травы поливают затоплением по чекам, фактические поливные нормы — $1300 \text{ м}^3/\text{га}$. Прочие культуры поливают по бороздам. Промывные и запасные поливы ведут затоплением по чекам.

Агротехника, поливной режим и переход на новые методы орошения (дождевание) позволили значительно сократить затраты воды

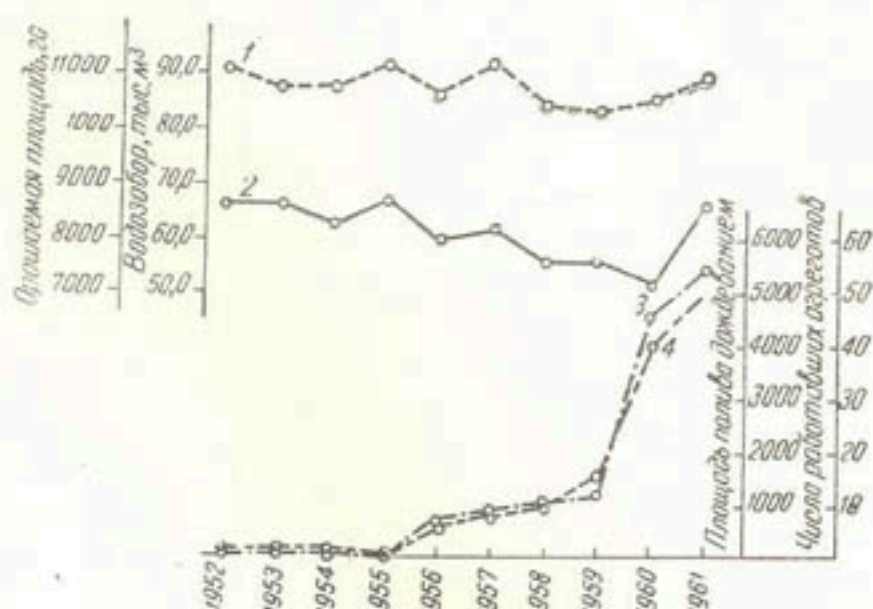


Рис. 3. Динамика водопользования при дождевании.
1—поливная площадь, га, 2—водозабор, тыс. м³, 3—площадь полива дождеванием, га, 4—число работающих агрегатов ДДА-100 М.

на полях. Фактические поливные нормы от плановых отличаются незначительно. Число и сроки поливов хлопчатника при среднемноголетних погодных условиях почти совпадают с плановыми.

Вместо 5 поливов травам дается не более 3—4, так как часто после укоса сено долго лежит на полях неубранным. Планы запасных и промывных поливов выполняются, но в некоторые годы большая часть промывок осуществляется не в ноябре — декабре, а в январе — феврале.

Сокращение числа поливов хлопчатника с 5—6 до 2—3 за вегетацию объясняется переводом водного питания хлопчатника в значительной доле на грунтовые воды, запас которых преднамеренно ежегодно пополняется невегетационными поливами и за счет просачивания части оросительной воды при вегетационных поливах по бороздам ниже корнеобитаемого слоя вследствие больших ($1200—1300 \text{ м}^3/\text{га}$) поливных норм. Одновременно снижается минерализация верхнего слоя грунтовых вод, тормозится темп засоления почв.

Опыт показывает, что в хозяйственных и естественноисторических условиях совхоза такой своеобразный режим орошения, выработанный многолетней практикой, вполне оправдывает себя как агротехнически, так и экономически.

Опыт водопользования совхоза «Пахтаарал» в последние годы используют соседние колхозы Казахской части Голодной степи. Колхо-

Показатель	1931	1932	1933	1934	1935	1936	1937	1938	1939	1940	1941	1942	1943	1944	1945	1946
Забор воды по К-20 за вегетационный период, тыс. м ³	52259	55911	—	51700	60021	58361	60427	90212	89907	98552	91221	89400	81327	83,2	73,1	95,8
Общая орошаемая площадь, га	10388	10518	—	9897	9846	9370	9170	9701	10127	9170	9492	9255	9410	9706	10000	10200
Полито за год всеми пол. всех культ., га	18800	15250	—	20700	24500	30400	34120	52380	51060	53300	46580	50460	36402	44391	35107	50248
Среднее число поливов по всем культурам	1,8	1,5	—	2,1	2,5	3,2	3,7	5,4	5,0	5,8	4,9	5,5	3,9	4,6	3,5	4,9
Оросительная норма brutto, м ³ /га	5040	5300	—	5230	6100	6240	7000	9300	7900	10760	9630	9700	8640	8560	7300	9300
Поливная норма brutto, м ³ /га	2780	3500	—	2500	2440	1940	1770	1720	1760	1850	1950	1770	2230	1870	2090	1900
Урожайность хлопчатника, ц/га	13,6	11,1	14,0	6,7	18,5	25,3	24,8	26,6	21,5	28,7	35,9	26,6	16,0	20,0	24,0	22,3
Глубина грунтовых вод, м	3,05	2,95	—	3,5	3,8	4,0	4,5	4,3	4,3	3,63	3,71	3,14	2,82	2,84	2,73	2,49

Показатель	1947	1948	1949	1950	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958	1959	1960	1961
Забор воды по К-20 за вегетационный период, тыс. м ³	66,9	88,1	70,9	98,7	77,3	66,7	66,1	62,4	67,0	59,3	61,7	55,6	55,6	51,5	66,8
Общая орошаемая площадь, га	10300	10400	10500	10651	10956	11100	10800	10800	11200	10700	11200	10483	10383	10240	11000
Полито за год всеми пол. всех культ., га	34889	44100	36680	40010	39496	36018	35462	30979	33249	38371	32192	26207	33522	3373	35200
Среднее число поливов по всем культурам	3,5	4,2	3,4	3,7	3,6	3,2	3,3	2,9	3,0	3,6	2,9	2,5	3,2	3,0	3,2
Оросительная норма brutto, м ³ /га	6800	8500	6700	8900	7030	6000	6000	5900	6000	5550	5550	8280	8300	3700	2500
Поливная норма brutto, м ³ /га	1940	2020	1980	2400	1960	1870	1850	2000	2000	1540	1900	2500	2580	1200	780
Урожайность хлопчатника, ц/га	22,0	25,7	29,0	28,4	29,7	27,6	28,7	35,2	27,2	35,9	32,4	24,19	35,97	30,6	35,3
Глубина грунтовых вод, м	2,38	2,59	2,31	2,22	2,26	2,23	1,68	2,41	2,09	1,46	2,01	2,20	2,30	2,25	2,45

зы же Узбекской части Голодной степи до сих пор поливают хлопчатник 5—6 раз за вегетацию и более.

Необходимо обратить внимание на редко наблюдаемое в практике соответствие плановых и фактических показателей по водопользованию по совхозу «Пахтаарал». Это объясняется, во-первых, реальностью планирования (введение в план осуществимых поливных норм 1100—1200 м³/га) и, во-вторых, высокой и устойчивой водообеспеченностью хозяйства, что, однако, достижимо далеко не везде.

Дождевание. С 1951 г. по инициативе ВНИИГиМа в совхозе проводятся опыты по дождеванию хлопчатника (табл. 5).

Таблица 5

Год	Площадь орошения дождеванием, га			Количество агрегатов ДДА-100М	Площадь, обслуживаемая одним агрегатом, га
	хлопчатник	травы	всего		
1951	56	—	56	1	—
1952	40	—	40	1	—
1953	40	—	40	1	—
1954	10	—	10	1	—
1955	—	—	—	—	—
1956	560	130	690	6	115
1957	812	100	912	8	114
1958	936	100	1036	10	104
1959	994	206	1200	16	75
1960	4114	360	4501	39	115
1961	5228	160	5388	49	110

Несовершенство конструкции первых опытных машин не позволило применить дождевание в широких масштабах, поэтому в 1951—1954 гг. опытные работы осуществлены на небольшой (40 га) площади.

Производственные испытания дождевальной машины ДДА-100М в 1951—1954 гг. позволили ВНИИГиМу значительно улучшить ее конструкцию.

Опыты 1956—1958 гг. поставлены в отделении «Коминтерн». Для работы дождевальных агрегатов реконструирована мелкая оросительная сеть территории отделения. Мелкие арыки заравняли бульдозером, канавокопателем КМ-800 строго параллельно нарезали временные оросители на расстоянии 120 м один от другого, т. е. равном ширине захвата агрегата (полосе дождя).

Дождевальный агрегат ДДА-100М представляет собой трактор ДТ-54 с навешенной двухконсольной дождевальной фермой с поворотным кругом. Воду в дождевальную ферму подает центробежный насос, забирающий воду из временного оросителя во время движения вдоль него по специально устроенной дороге. Для поддержки необходимого уровня воды во временном оросителе его по всей длине разбивают на 3—4 рабочих бьефа с помощью переносных брезентовых перемычек.

В рабочем состоянии длина дождевального агрегата 5,5 м, ширина 110,3, высота 4,6 м. В транспортном положении дождевальная ферма устанавливается по ходу трактора, длина ее 110,3 м, ширина 4,8. Расчетный расход воды 100 л/сек. Поливаемая площадь с одной позиции 2000 м² (18×110); средняя интенсивность дождя 2,5 мм/мин; средний слой осадков за один проход 8,4—9,0 мм.

Машину обслуживают 8 человек. За три смены расходуется 5,7 чел.-дня. Агрегатом управляет тракторист, за подачей воды по групповому и картовому оросителям наблюдают регулировщики и поливальщик.

Таблица 6

Год	Полив дождеванием					Бороздковый полив (контроль)					Прирост урожая при поливов дожде- ванием, %	Сокращение орошитель- ных норм, %	Примечание
	пло- щадь, га	урожай, ц/га	коли- чество поливов	поливная норма, м ³ /га	ороши- тельная норма, м ³ /га	площадь, га	урожай, ц/га	коли- чество поливов	поливная норма, м ³ /га	ороши- тельная норма, м ³ /га			
1951	56	43,0	Нет сведений		2070	38	41,9	Нет сведений		4246	+2,5	51	Данные УзОИДС (Н. Нечев)
1952	40,5	35,2	.		1181	51	33,9	.		4578	+3,8	74	
1953	40,5	27,0	.		1170	51	23,0	.		4084	+17,4	71	
1954	6,0	26,7	.		1724	8	29,5	.		3143	-9,4	45	Данные САНИИРИ (Е. А. Ля- мин)
1956	558	40,6	3,51	525	1840	467	39,9	2,91	1100	2211	+1,7	17	
1957	830	32,8	3,08	525	1615	313	32,6	2,64	1100	2904	+0,6	44	
1958	936	30,5	3,0	470	1360	216	Нет сведений	2,11	1100	2320	—	41	
1959	994	42,4	3,41	470	1600								
1960	4141	32,0	4,0	440	1760								
1961	5228	36,0	4,0	430	1720								

Контрольные опыты на бороздковом поливе не проводились

Контрольные опыты на бороздковом поливе не проводились

За выполненную норму при поливе хлопчатника экипаж машины ДДА-100М получает 22 руб. 88 коп.

старший тракторист	— 6 руб. 16 коп.
тракторист	— 5 руб. 60 коп.
помощник тракториста	— 4 руб.
поливальщики	— 1 руб. 82 коп.
регулировщик	— 1 руб. 66 коп.

В совхозе поливные нормы составляют 510—540 м³/га, норма выработки агрегата — 7,8 га/сутки. Фактические среднесуточные выработки на один агрегат в 1957 г. составили 9,2 га/день, в 1961 г. — 11.

Снижение фактических норм выработки объясняется частым простоем машин из-за их неисправности. Однако у передовых экипажей ДДА-100М максимальная выработка достигала 16 га/сутки.

Очень большую работу по внедрению полива дождеванием в «Пахтаарале» производит ВНИИГиМ, а также ИВПиГ АН УзССР.

По результатам исследований установлена значительная эффективность дождевания хлопчатника по сравнению с обычным бороздковым поливом (табл. 6):

а) уменьшаются затраты оросительной воды на поливе в 2—2,5 раза,

б) быстрее снижается уровень грунтовых вод в вегетационный период, меньше засоляются почвы,

в) повышается урожайность хлопчатника на 2—3 ц/га и увеличивается доля доморозного сбора,

г) повышается производительность труда в 2—3 раза.

Кроме того, в настоящее время ведутся обнадёживающие исследования по использованию принципа дождевания агрегатом ДДА-100М для внесения удобрений, дефолиации хлопчатника и опрыскивания его ядохимикатами.

При поливе дождеванием фактические поливные нормы нетто, а следовательно, и оросительные нормы, взяты условно по числу проходов агрегатов. При бороздковом поливе фактические поливные нормы условно приняты равными плановым, фактические же несколько больше (1200 м³/га).

Данные о фактических поливных нормах при бороздковом поливе за 1951—1954 гг. преувеличены; они не согласуются с общесоюзными данными; так, при среднем числе поливов хлопчатника 2,5 (в среднемноголетних метеорологических условиях) и максимально возможной поливной норме 1300 м³/га оросительная норма составит 3250 м³/га.

Таким образом, соотношение затраты воды на полях при дождевании и бороздковом поливе, по данным 1960—1961 гг., $\frac{435 \times 4,0}{1200 \times 2,5} = \frac{1740}{3000} = 0,58$, а экономия оросительной воды непосредственно на поле при переходе от бороздкового полива на орошение дождеванием составит 42%. Необходимо помнить, что в условиях «Пахтаарала» при обоих способах полива, особенно при дождевании, большую долю потребной влаги хлопчатник получал за счет подпитывания грунтовыми водами. При залегании грунтовых вод глубже 3—4 м увеличивается количество поливов хлопчатника дождеванием и повышаются оросительные нормы. Например, при поливе дождеванием хлопчатника на территории УзОИДС (Янгиюльский р-н, Ташкентская область), где грунтовые воды ниже 4 м, оросительные нормы при дождевании возрастают до 5000 м³/га. В подобных условиях повышаются также оросительные нормы бороздкового полива до 8000—9000 м³/га. Соотношение чистой затраты воды на полях $5000 : 8500 = 0,59$, а экономия воды при дождевании — 41%.

Однако нельзя сопоставлять затраты воды на полях изолированно, без увязки с организацией водораспределения в хозяйстве, с общим хо-

дом технологического процесса. Коэффициент полезного действия оросительной системы группового оросителя, т. е. укрупненной тракторно-полеводческой бригады, при обычном орошении довольно высок — от 0,75 до 0,80, так как проводятся сосредоточенные поливы в правильной последовательности. Потери воды при поливе дождеванием, по исследованиям М. Р. Валиева, составили:

подача воды в голове группового оросителя за сезон	678 тыс. м ³	(100%)
из них:		
количество воды, забранной на полив двумя агрегатами, обслуживающими поливную бригаду	321	(47,4%)
потери воды на фильтрацию и испарение в бригадной сети	201	(29,6%)
сброс воды за пределы бригады	156	(23,0%).

Таким образом, эксплуатационный к. п. д. (с учетом неиспользованного сброса) бригадной сети равен 0,5, а оросительная норма грунто-, отнесенная к голове картового оросителя, $1737 : 0,5 = 3474 \text{ м}^3/\text{га}$, для бороздкового полива — $3000 : 0,775 = 3875 \text{ м}^3/\text{га}$. Соотношение затрат воды (оросительных норм), сравниваемых методом орошения, $\frac{3474}{3875} = 0,90$, а экономия воды от перевода на дождевание — всего 10%.

Возможный технический к. п. д. бригадной сети (т. е. без учета сброса) при орошении дождеванием составляет (100—29,6) 70%. В вышерасположенных звеньях сети (по К-20) к. п. д. также немного снижен за счет учащения регулировок воды и увеличения сброса в конце.

Чем же объясняются такие большие потери воды в сети при орошении дождеванием? Точным хронометражем установлено, что простои машин занимают много времени (%).

Агрегат	Оросительный сезон	Время чистой работы	Организац. простои	Перевозы	Простои по причине поломки агрегата трактора	
№ 2	100	46,5	35,3	9,9	6,7	1,6
№ 4	100	30,2	41,7	5,9	19,8	2,4

Таблица 7

Показатель	Дождевание			Бороздковые поливы (контроль)		
	1957	1958	1959	1957	1958	1959
Общие текущие издержки на вегетационные поливы 1 га хлопчатника, руб.	301,8	241,4	292,7	145,7	182,7	Нет сведений
В том числе:						
непосредственно на полив	289,9	233,7	287,9	89	93	
прочие операции, связанные с поливом	11,9	7,7	4,8	60	76	
затраты на 1 га площади, чел.-дни	3,14	2,49	2,62	4,82	4,81	
Производительность 1 чел.-дня на поливе	1,70	1,82	1,30	1,04	0,6	
Затраты на гектаро-полив, чел.-дни	1,01	0,83	0,77	1,83	2,28	

Чистая работа агрегата точно зафиксирована на лентах специальных приборов автоматов-самописцев САНИИРИ (конструкция А. В. Со-

колова), устанавливаемых на нагнетающей линии агрегата. Как видно из данных хронометража, коэффициент использования агрегатов во времени не превышает 50%.

Низкий коэффициент использования машины объясняется, во-первых, недостаточным совершенством агрегата, отчасти несоответствием фактических характеристик машины паспортным показателям, во-вторых, недостаточной четкостью в организации полива, сложностью сочетания подачи воды в голове группового оросителя с забором воды двумя агрегатами из картковых оросителей. Регулировщикам дано право изменять расходы воды в голове группового оросителя. Необходимое сочетание подаваемого и потребляемого расходов не обеспечивается, допускаются излишний водозабор и сброс воды, увеличивающие затраты ее при дождевании. В 1961 г. дождеванием орошалось 5338 га, или 59% севооборотной площади.

Сравнительные показатели полива дождеванием и бороздковым способом приведены в табл. 7.

В 1958 г. ввели новую тарифную сетку, значительно повысившую стоимость единицы ручных работ. Так, за полив 1 га в 1957 г. поливальщик получал 1,6 руб., а в 1958 г. — 2,4. Одновременно понизилась стоимость механизированных (тракторных) работ. Кроме того, в калькуляции орошения 1 га дождеванием в 1958 г. снижены амортизационные отчисления по износу агрегатов на 27%, а при бороздковом поливе они повысились на 84%.

Таким образом, 1) при поливе дождеванием на больших площадях в условиях относительно близкого залегания грунтовых вод возможно

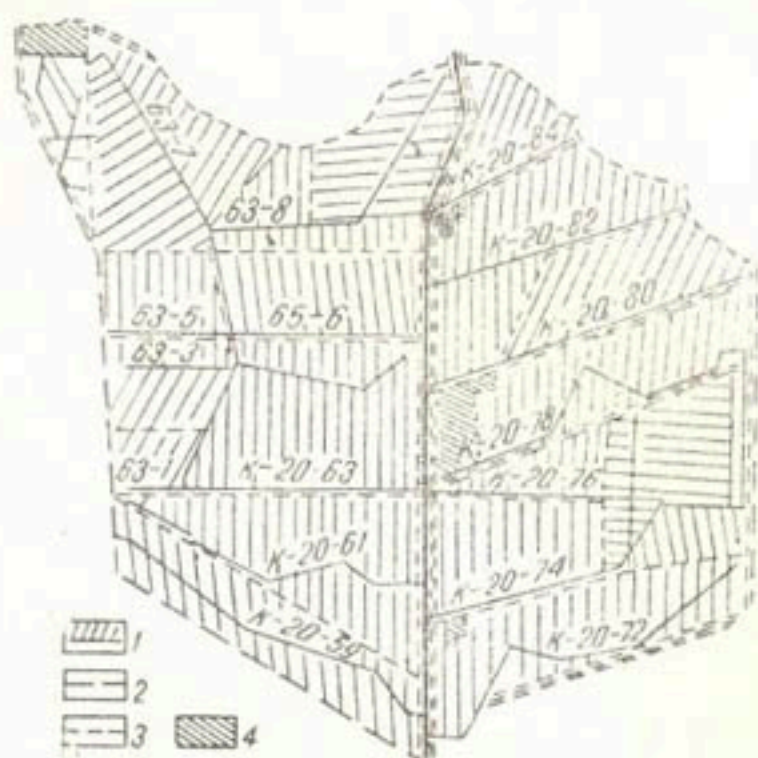


Рис. 4. Ирригационная сеть отделения им. Дзержинского до переустройства 1948 г.
1—оросительная сеть, 2—сбросная сеть, 3—дороги, 4—усадьбы.

получение высоких урожаев хлопчатника и трав, 2) затраты оросительной воды непосредственно на полях при поливе дождеванием сокращаются в 2 раза по сравнению с обычным поверхностным поливом, общее % водопотребление — на 10—15%, т.е. дождевание более перспективный способ, повышающий производительность труда и заменяющий ручной труд машинным, 3) необходимы дальнейшие исследования и усовершенствования машин и организации полива.

Бороздковые поливы хлопчатника. Бригада № 6, в которой мы изучали бороздковые поливы, расположена в верхней части отделения им. Дзержинского, по левую сторону от распределителя К-20. Площадь хлопчатника 195 га. Схема посева 60 × 45. Территория бригады разбита на 16 поливных участков площадью от 3 до 22 га, средняя площадь 12,2 га. Конфигурация поливных участков — вытянутые трапеции (рис. 4).

До планировки земли были забугрены, что затрудняло проведение поливов. После капитальной планировки поверхность полей изменилась. Появились микрозападины, которые также затрудняют полив.

По западной границе массива проходит коллектор, но из-за малой глубины и плохого состояния заметного влияния на мелиоративное состояние земель бригады не оказывает. В западной половине массива грунтовые воды залегают на глубине около 1 м; здесь хлопчатнику дают на один полив меньше, чем в восточной.

В бригаде имеются сезонные и постоянные картовые оросители. Проводятся они по наибольшему уклону параллельно друг другу через каждые 200 м. Пропускная способность 60—65 л/сек. Временная сеть (ок-арыки) внутри поливных участков нарезается навесным канавокопателью перед первым поливом и разравнивается вручную после полива (перед культивациями). Ок-арыки нарезают большей частью перпендикулярно картовым оросителям и бороздам. Если по условиям рельефа этого сделать нельзя, ок-арыки прокладывают по водоразделам микрорельефа и в плане они криволинейны. Средняя длина ок-арыка 200 м, каждый ок-арык обслуживает 330—340 поливных борозд. Длины борозд, т. е. расстояния между ок-арыками, 80—200 м (в среднем 125).

Участок делится ок-арыками на поливные делянки. Величина их по годам почти не меняется, так как она predetermined капитальной планировкой. Планировки же проектировали и проводили под горизонтальные делянки площадью 1—1,5 га, с небольшими уступами по границам.

Получаемый ток воды делится между двумя картовыми оросителями на одновременный полив двух соседних поливных участков. В период поливов в бригаде организуют два специализированных звена поливальщиков. Каждая группа (смена) звена обязана закончить за смену полив назначенной площади (4—4,5 га), ограниченной ок-арыками. Если группа не успевает полить отведенную площадь, она продолжает работать. Другая смена не приступает к работе, занимается подготовкой к поливу следующей части участка (4 га), но начинает полив его только тогда, когда освобождается вода от полива предыдущей части. При такой организации полив не обезличивается, каждая делянка — часть участка (4—4,5 га) — поливается за вегетацию одной и той же группой; площади этих делянок известны, что облегчает составление нарядов. Затрата труда у всех поливальщиков уравнивается, так как самую важную и трудоемкую операцию — заправку оголовков поливных борозд и распределение воды между бороздами — все поливальщики бригады выполняют примерно в равном объеме, что не может быть достигнуто при передаче работы смен в точно установленное время и в любой стадии полива. Передают воду и начинают полив следующей части участка (4—4,5 га) в утренние часы. Этим predeterminedается продолжительность пуска воды в борозду в течение 24—30 час. независимо от длины борозды, водопроницаемости и прочих условий. Здесь мы видим прямое влияние организации производства на технику полива (ограничение времени пропуска воды по борозде).

Таким образом, подобная организация поливов дисциплинирует работу поливальщиков, повышает их ответственность, заинтересованность в доброкачественном завершении полива. Фактически поливные нормы 1100—1200 м³/га «нормальные», т. е. близки к рекомендуемым нами 1000—1100 м³/га.

Перед поливами в головах поливных борозд устанавливают металлические (жестяные) трубочки длиной 40 см с внутренним диаметром 2 см. Трубочки изготовляют на специальном станке в механической мастерской отделения.

Расходы в голове борозд регулируются напором воды над трубочками, вернее, положением трубочки по отношению к горизонту воды в ок-арыке. Напор устанавливается в среднем около 3 см (1—5 см). Расходы 0,1—0,2 л/сек.

Норма выработки на поливе хлопчатника 0,4—0,6 га на одного рабочего в зависимости от сложности рельефа.

Пахоту, сев и первые культивации в обоих направлениях производят сразу по массиву отвода или частям массива, включающим несколько поливных участков (карт). После нарезки в мае сезонных картовых оросителей и временной сети ок-арыков внутри карт тракторные обработки в связи с поливами значительно осложняются, а поле бригады дробится на мелкие части. Даже поливной участок (карта) дробится при поливах на участки площадью 4—4,5 га. Только эти части поливаются одновременно и получают поперечную обработку. Если хлопчатник до полива сначала культивируют вдоль, а затем поперек рядков, то после полива, как правило, сначала поочередно производят поперечную обработку частей участка по 4—4,5 га, а затем, когда полив карты окончен, — продольную.

Полеводческие бригады в совхозе «Пахтаарал» — одновременно единицы водопользования, т. е. получают воду постоянным током без перерыва (очередей). Из-за большой площади бригады расход воды достаточно велик и составляет в среднем 130—140 л/сек.

ПЕРЕУСТРОЙСТВО СЕТИ И КАПИТАЛЬНАЯ ПЛАНИРОВКА

В годы строительства ирригационной сети и хозяйственного освоения земель (1923—1928) плановое положение каналов на массиве было определено проектной схемой орошения Голодной степи, составленной Ризенкампом. Главный совхозный канал К-20 остался на своем месте до наших дней, остальная хозяйственная сеть два раза менялась.

Таблица 8

Показатель	1949	1950	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958	1959	1960
Спланировано за год, га	351	833	826	702	738	1363	1420	1200	830	573	950	805
То же нарастающим итогом	351	1184	2010	2720	3551	4914	6334	7534	8364	8937	9887	10692
Затраты на планировку, тыс. руб.	25,5	47,1	84,0	81,9	55,4	133,0	123,0	141,6	100,7	844,6	877,5	929,9
То же на 1 га, руб.	756	58,0	101,7	116,6	66,0	97,6	86,6	118,0	121,3	147,4	92,5	115,4

По проекту А. Н. Гостунского в 1929—1930 гг. была реконструирована сеть хозяйственных каналов. Созданы крупные карты полива-обработки, 100 м шир., 400—600 дл. Временные деревянные сооружения по К-20 заменили железобетонными. Вдоль групповых оросителей построены мелкие водосборы глубиной 1 м. Сеть постепенно обсаживали деревьями.

Водосборную сеть в последующие годы ликвидировали за ненадобностью. Сеть картовых оросителей в 1948—1958 гг. переделали коренным образом (рис. 4, 5) в связи с проводимыми капитальными планировками. Сеть же групповых оросителей в основном сохранилась до настоящего времени, однако и она в последние годы постепенно подвергается большим переделкам с целью создания более крупных и правильных (по конфигурации) поливных участков (карт). Некоторые части групповых оросителей ликвидируются, участки с резкими пово-

ротами (острыми углами) спрямляются. Реконструкция сети групповых и картовых оросителей проектируется и осуществляется одновременно с капитальными планировками полей.

Капитальную планировку полей следует считать одним из основных мелиоративных мероприятий, позволивших совхозу обеспечить эффективную промывку, доброкачественный полив, значительно уменьшить пестроту развития хлопчатника на полях, т. е. создать необходимые условия для получения высокого урожая. Капитальную планировку полей совхоз начал по собственной инициативе в 1949 г. Темп выполнения работ по планировке показан в табл. 8.

По отчетным данным, средняя стоимость капитальной планировки 1 га составляет 92,1 руб. (с геодезическими и проектировочными работами), а удельный объем планировочных работ — 700 м³/га при перемещении грунта на расстояние 150—200 м. В последние годы эти показатели несколько увеличились за счет повышения требований проектирования и включения в объемы планировок объемов работ по реконструкции сети.

Установлена невозможность проведения планировочных работ в декабре — феврале. Для обеспечения бесперебойной работы механизмов в оставшееся время ежегодно на севооборотном массиве создавали свободное от посевов мелиоративное поле. Однако это полностью не могли осуществить, так как не обеспечивалось выполнение утвержденных высшими инстанциями планов сева хлопчатника. Практически для проведения планировочных работ выделялось не более полуполя или трети поля, а период работ растягивался примерно на две ротации.

Планировочные работы проектирует старший инженер-гидротехник совхоза. Последовательность и принципы проектирования следующие:

1) решается вопрос о конфигурации массива в целом (спрямление групповых оросителей, перенос дорог, построек и т. п.);

2) вычисляются объемы работ по переносу трассы групповых оросителей; обычно в этих случаях участки спрямления идут в больших насыпях;

3) определяется направление и местоположение картовых оросителей; их обычно направляют по наибольшему уклону, стараясь сделать параллельными какому-либо основному элементу ситуации (одной из границ массива); расстояния между картовыми оросителями для бороздкового полива 200 м, для полива дождеванием — 120;

4) намечаются границы планировочных площадок по 1,5 га; эти площадки прямоугольны, их стороны перпендикулярны картовым оросителям (впоследствии они становятся делянками промывных и вегетационных поливов);

5) по площадкам намечаются проектные отметки горизонтальной плоскости, под которую они будут планироваться:

а) проектные отметки соседних площадок должны понижаться к концу участка или, в крайнем случае, быть равными;

б) уступы по границам соседних площадок должны быть не более 15 см.

Для выполнения всех условий при необходимости предусматриваются перевозки грунта с площадки на площадку, но в пределах проектной картины; в большинстве случаев баланс перевозок соблюдается. После определения проектных отметок площадок подсчет объемов работ по квадратам, выделение мест срезок и подсыпок и назначение маршрутов перевозок производит техник.

Общая стоимость проектно-геодезических работ около 5,5—6,0 руб. на 1 га, прямые расходы (зарплата) 4 руб. 7 коп.; разница относится к начислениям, материалам, амортизации инструмента и транспортным расходам.

Все землеройные механизмы совхоза объединены в одном планировочном отряде, находящемся в ведении Управления совхоза.

До 1958 г. планировочный отряд состоял из 4 тракторных бригад. В январе 1959 г. эти подразделения ликвидированы.

На мелиоративном поле, предназначенном к капитальной планировке, работы проводятся в следующей последовательности:

- 1) развалка старой оросительной сети бульдозером, корчевка и др.,
- 2) грейдерование разваленного грунта,
- 3) срезка повышений и засыпка понижений скреперами (основная работа по планировке),
- 4) продольное грейдерование в один след,
- 5) безотвальная пахота (плугом со снятыми отвалами) для рыхления поля на глубину 25—30 см,
- 6) грейдерование в два следа — продольное и поперечное,
- 7) устройство валиков и нарезка временных оросителей для подготовки спланированного поля к промывкам; валики образуются двумя проходами грейдера (с обеих сторон), образованный резерв (бороздка) заваливается дополнительным проходом грейдера; временные оросители нарезаются канавокопателем КМ-800 на тяге одного трактора С-80,

8) осенне-зимняя промывка (2000—3000 м³/га),

9) ранневесеннее лушение и посев многолетних трав.

Грейдерование поверхности поля после планировки (операция 6) особенно хорошо делать длиннобазисным планировщиком ВНИИГиМа,

опытный экземпляр которого имеется в совхозе. Постоянная оросительная сеть строится методом подушки, двукратным проходом канавокопателя и уплотнением дамбочек гусеницами тракторов при дополнительном проходе трактора С-80.

Если по плану работа на мелиоративном поле намечается на вторую половину вегетационного периода или осень, то мелиоративное поле весной засеивается скоропелой культурой, но не всегда.

Исполнительную нивелировку спланированного поля не проводили, так как производство работ осуществлялось под контролем нивелира. Однако, как показали последующие годы, в

работах допускались отклонения от проектной поверхности, или в процессе эксплуатации поверхность поля деформировалась; очевидно, места засыпок дают осадки. Это заметно на спланированных полях при проведении вегетационных поливов, а также по пестроте развития хлопчатника. До планировки поверхность полей можно было бы назвать „забугренной“, после планировки на фоне горизонтальной плоскости большое развитие получают мелкие (до 10—20 см) запа-

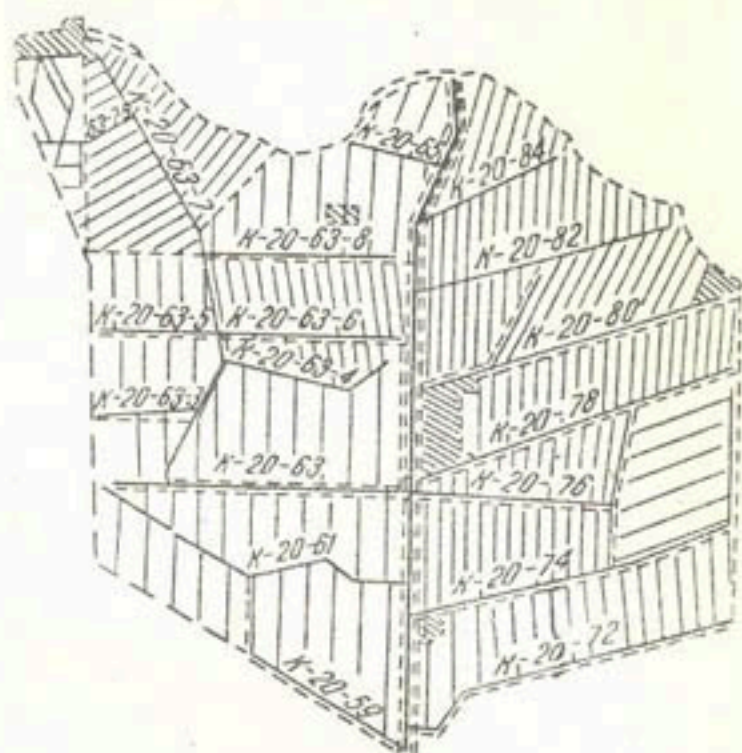


Рис. 5. Ирригационная сеть отделения им. Дзержинского после переустройства 1958 г. Условные обозначения см. рис. 4.

дины микрорельефа. Даже на спланированных полях трудно достигнуть одновременного поспевания почвы для обработок, а урожаи несколько снижаются против возможных.

Несмотря на очень хорошее развитие хлопчатника в совхозе, пестрота роста заметна на глаз, причина ее не является секретом для руководства совхоза; высказываются соображения о необходимости повторного цикла планировок по всей площади, однако этот вопрос окончательно еще не решен. Вопрос о методике проектирования планировок с учетом возможных осадок не изучен; приходится сожалеть, что нет исполнительных нивелировок после планировки. Трудно было, конечно, пионерам этого дела предусмотреть возможные неприятности, однако в последующей работе по планировкам в совхозе «Пахтаарал» и других хозяйствах их надо иметь в виду.

О проведенном одновременно с капитальными планировками переустройстве сети групповых и картковых оросителей можно судить из сопоставления планов оросительной сети по состоянию на 1948 и 1958 гг. (рис. 4, 5). В результате переустройства многие участки трасс групповых оросителей перенесены, массивы, подкомандные групповым оросителям, укреплены и получили более правильную конфигурацию; постоянные картковые оросители заменены сезонными (на полях хлопчатника). На полях люцерны они существуют два года, после чего планируются. Сеть картковых оросителей разрежена примерно в полтора раза.

Число картковых оросителей по совхозу за годы переустройства уменьшено с 2300 до 1400, протяжение сети картковых оросителей сокращено с 1300 км до 767. Сокращение протяженности оросительной сети дало прирост площадей (нетто) севооборотного массива на 313 га. На площадях, прошедших капитальную планировку, размер поливных участков (карт) значительно укрупнился.

С 1953 г. групповые оросители начали армировать постоянными инженерными сооружениями.

За последние годы на групповых оросителях построено 30 бетонных перегораживающих сооружений с металлическими щитками и 366 водовыпусков в картковые оросители. Однако процент армирования этого звена оросительной сети еще низкий.

РАЗВИТИЕ ДРЕНАЖА

С давних времен единственным средством понижения грунтовых вод в орошаемом земледелии был обычный открытый горизонтальный дренаж. Этот тип дренажа широко распространен в Ферганской долине, Бухарском оазисе и других местах. Довольно развитый дренаж существует в Узбекской части Голодной степи. Однако в Казахской части коллекторов и дрен недостаточно.

До 1953 г. дренажная сеть совхоза состояла только из пограничных межхозяйственных коллекторов (по восточной и западной границам). Из-за неудовлетворительного содержания коллекторов и отсутствия внутрисовхозных дрен они не оказывали существенного влияния на мелиоративное состояние земель совхоза. Руководство совхоза только в 1954 г. приступило к выборочному строительству открытого горизонтального дренажа. К 1959 г. общая протяженность открытой дренажной сети достигла 15 км. Хозяйственный опыт совхоза и специальные исследования Пахтааральской опытной станции свидетельствуют об эффективности открытого дренажа. Несмотря на капитальные планировки, неоднократные промывки и засев травосмесью мелиоративно неблагоприятных участков, невозможно было достигнуть урожаев хлопчатника выше 12—18 ц/га. Постройка открытого дренажа (глубиной

2,2—2,5 м) позволила эффективно промыть их, несколько снизить грунтовые воды и получить более высокие (25—28 ц/га) урожан.

Однако руководство совхоза не пошло по пути дальнейшего развития открытого горизонтального дренажа и решило осуществить коренную мелиорацию земель строительством вертикального дренажа. Это самый правильный путь. Выше (раздел «Гидрогеология») указывалось на наличие напорности грунтовых вод, создающей приток почвогрунта с последующим испарением почвой. Напорность, препятствуя продвижению масс воды при промывках в глубину, является основной причиной засоления верхней толщи почвогрунта.

Система агромелиоративных мероприятий совхоза, несмотря на эффективность, все-таки является системой неустойчивой стабилизации.

Ожидается, что в подобных гидрогеологических условиях открытые коллекторы и дрены будут работать менее эффективно, чем вертикальный дренаж. Открытая дрена беспспорно понижает уровень грунтовых вод в прибрежной полосе, но не снижает пьезометрический напор. Полоса действия дрены довольно узка, и для необходимой эффективности системы открытых дрен их следует располагать очень часто, что занимает большую площадь высокопродуктивных земель.

Принято решение о строительстве в «Пахтаарале» системы вертикального дренажа.

Проект предусматривает устройство 59 скважин вертикального дренажа. Средняя глубина скважин 50 м; расстояние между ними 1200 м; средняя площадь обслуживания одной скважины 125 га. Внутренний диаметр труб 40 см. Ожидаемый дебит воды (типовой) скважины 50—100 л/сек.

Система вертикального дренажа обеспечивает создание устойчивых нисходящих токов воды за счет понижения пьезометрического напора откачкой. Это позволит совершенно рассолить почвогрунты без угрозы реставрации засоления. Предусматривается использование откачиваемой воды на водоснабжение и орошение.

С эксплуатацией системы вертикального дренажа на полную мощность совхоз получит радикальное средство регулирования водного режима. Возможно, придется уточнять сложившийся режим орошения, видоизменить технику орошения.

ТЕХНИЧЕСКАЯ ЭКСПЛУАТАЦИЯ ОРОСИТЕЛЬНОЙ СЕТИ

Эксплуатационные мероприятия по поддержанию оросительной системы хозяйства заключаются в периодической очистке и ремонте гидротехнических сооружений. Работы проводятся после окончания промывочных поливов — в январе — марте. Оросительную сеть очищают вручную рабочие совхоза, осушительную (внутрихозяйственные дрены) — экскаваторами.

Нормы выработки по очистке сети следующие: на К-20—4 м³, на групповых оросителях — 6, на картовой постоянной сети — 8 м³. За выполнение нормы рабочий получает 2 руб. 04 коп.

Канал К-20. До настоящего времени ограничивались текущим ремонтом канала — очисткой от растительности и мусора, исправлением поперечных сечений в местах сильной деформации их. Однако из-за многочисленных перегораживающих сооружений и эксплуатации без очисток (более 20 лет) распределитель К-20 постепенно значительно заилился. В результате уменьшился запас от горизонта воды до верха дамбы и, следовательно, снизилась пропускная способность канала.

В 1960—1961 гг. канал К-20 очистили до проектных отметок.

Составлен проект реконструкции. К возможным мероприятиям по реконструкции К-20 следует отнести:

- 1) некоторое, возможно за счет уменьшения перепадов, увеличение уклона К-20 с расчетом выноса всех наносов в сеть групповых оросителей,
- 2) устройство антифильтрационной капитальной одежды, что даст снижение водопотребления и приходной части баланса грунтовых вод минимально на $1 \text{ м}^3/\text{сек}$ постоянного тока,
- 3) планировку широкой полосы по обеим сторонам канала для создания мощной лесной полосы вдоль всего канала,
- 4) закладку лесной полосы долголетними и дорогими породами с обеспечением полива саженцев в первые 3—4 года до появления корневой системы, могущей питать деревья грунтовыми водами,
- 5) создание емкостей суточного регулирования,
- 6) создание сбросного тракта,
- 7) переделку всех сооружений на водомерные,
- 8) составление проекта связи, энергоснабжения и телеуправления всего тракта К-20.

Таблица 9

Год	Очистка от заиления, м^3	Очистка от сорняков, м^2	Год	Очистка от заиления, м^3	Очистка от сорняков, м^2
1940	214 100	4 993 000	1953	238 029	Нет сведений
1942	87 900	2 610 000	1954	165 310	.
1943	66 800	1 900 000	1955	90 998	.
1944	158 600	6 232 000	1956	94 446	.
1950	273 300	Нет сведений	1957	62 512	.
1951	167 600	.	1958	49 430	.
1952	218 181	.			

Групповые оросители. Из-за малых уклонов и плохого микрорельефа сеть групповых оросителей в большинстве случаев проходит в насыпи. Этим обеспечивается командование повышенный рельефа, распо-

Таблица 10

Год	Вес наносов, t	Сток за вегетационный период, тыс. м^3	Необходимая мутность, $\text{кг}/\text{м}^3$
1940	268000	93552	2,83
1942	110000	89400	1,23
1943	83600	81327	1,02
1944	198000	83191	2,39
1950	341000	98700	3,46
1951	135000	77300	1,75
1952	273000	66700	4,14
1953	298000	66100	4,50
1954	207500	62400	3,32
1955	114000	67000	1,70
1956	118000	59300	2,00
1957	78000	61700	1,28
1958		Нет сведений	
Среднее	2225100	911670	2,44

ложенных в низовых частях массива, орошаемых из группового оросителя. Однако, несмотря на это, эксплуатационные показатели этих каналов очень хорошие: прорывов из них не бывает, пропускная способ-

ность достаточная. При строительстве дамбы возводили доброкачественными; с годами они усиливались за счет вынимаемого при очистках грунта, особенно до 1938 г. (когда еще не было отстойника Султанхауз). Посадки тала по бровкам канала хорошо затеняют живое сечение, поэтому каналы зарастают сравнительно мало. Чистят их вручную.

Планы очисток отдел ирригации составляет не на основе нивелировок, а глазомерно. Плановые объемы получают перемножением желательной (осредненной) глубины очистки по дну на среднюю ширину дна и длину группового оросителя. Очистку проводят члены полеводческой бригады под руководством бригадира.

Обычно планы очистки бригадами перевыполняются. В гидроотделе совхоза имеются данные о выполненных объемах очистки групповой сети по годам (табл. 9). Эти цифры вызывают большие сомнения. Если предположить, что все наносы осаждаются только в сети групповых оросителей, и принять объемный вес наносов за 6 мес. на дне равным $1,25 \text{ т/м}^3$, то по имевшимся стокам мы должны ожидать следующие мутности воды в КМК в створе головного сооружения К-20 (табл. 10).

Подсчитанные таким путем мутности воды в точке водозабора совхоза из КМК от 2 до 10 раз (в среднем 5) превышают фактические ($0,45 \text{ кг/м}^3$)¹.

Если исходить из фактической мутности на 101 км КМК и водоподачи совхозу за последние годы, то годовой объем очистки ирригационной сети по совхозу не превысит 30 тыс. м^3 .

Картовые оросители. Картовые оросители двух типов — временные (вернее, сезонные) и постоянные (создаваемые на два года). Как правило, на хлопковых полях нарезают сезонные оросители, а на полях травосмеси — постоянные. Картовые оросители нарезаются канавокопателями в конце мая перед первым поливом. Пропускная способность нового картового оросителя 70—75 л/сек. За сезон картовые оросители зарастают. В 1958 г. для сопоставления эксплуатационных качеств этих двух типов оросителей на хлопковых полях оставили 5 постоянных картовых оросителей.

Эксплуатационные качества постоянных картовых оросителей хуже сезонных. Постоянные оросители на второй и третий год зарастают интенсивнее, чем сезонные; пропускная способность их меньше, что существенно замедляет темп полива и обработки. Сезонный ороситель зарастал травой до 20% к концу вегетационного периода (конец августа). До этого времени он был относительно чистым и пропускал расходы сначала 75 л/сек, затем 60.

Постоянный картовый ороситель пропускал соответственно 55 и 40 л/сек. В конце вегетационного полива для обеспечения полива карты подопытный постоянный картовый ороситель пришлось подпитывать с концевой части против уклона из другого оросителя. Для этого дамбочки концевой части оросителя были наращены.

В результате гнивания корней и деятельности землероев у постоянных картовых оросителей прорывы воды через дамбы наблюдаются чаще, чем у сезонных. Постоянные картовые оросители являются очагами развития сорняков и вредителей в большей степени, чем сезонные, и требуют больших затрат ручного труда на борьбу с ними. Операция ручного опыления полос, занятых оросительной сетью, в совхозе «Пахтаарал» обязательна и неуклонно выполняется.

¹ По эпизодическим определениям мутности на 101 км КМК мутность воды в вегетационный период равна $0,45 \text{ кг/м}^3$, в невегетационный период — 0,07 и наносы полностью выносятся на поля.

Гидротехнические сооружения. Гидротехнические сооружения по каналу К-20 находятся в удовлетворительном состоянии, если не считать мелких дефектов на водовыпусках в групповую сеть (небольшие размывы в нижних бьефах, мелкие дефекты в подъемных механизмах). Хуже обстоит дело с сооружениями на групповых оросителях: их недостаточно; большинство выпусков из групповых оросителей в картовую сеть представляет собой прокопы, закрепляемые кольями, хворостом, дерном.

После окончания работы картового оросителя прокоп засыпается грунтом. Если групповой ороситель недостаточно командует над картовым (главным образом при малом расходе воды, который полностью должен быть пропущен в картовый ороситель), то несколько ниже выпуска по групповому оросителю ставится земляная перемычка.

Водовыпуски в картовую сеть и перегораживающие сооружения на групповых оросителях начали строить в 1954 г. в основном по сети отделения «Коминтерн». Большая часть находится в неудовлетворительном состоянии: частично нарушена бетонная облицовка, нет рукояток, подъемных винтов, хомутов, нарушен грунт около сооружений, металлические части заржавели, так как регулярно не чистятся и не смазываются.

Надо признать, что построенные обычные водовыпуски из К-20 и групповых оросителей не приспособлены к эксплуатационным требованиям жесткого водопользования, которые стараются осуществить в «Пахтаарале». Требования эти заключаются в том, чтобы из-за неблагоприятного мелиоративного состояния земель свести к минимуму потери воды на фильтрацию из каналов; поэтому утечки воды из-под щитов водовыпусков, когда они не работают, совершенно не допускаются. В совхозе, как правило, отверстия сооружений пересыпаются грунтом с верхнего бьефа (перед щитом). С этой точки зрения совхозу больше бы подошли водомерные сооружения с заклинивающимся щитом конструкции В. Е. Краснова (ИВПиГ), не дающие утечки при закрытом положении. Эти сооружения позволяют одновременно учитывать сток воды на карту, как бы «отмерять» фактическую поливную норму сопоставлением стока и времени, или непосредственно сток, если установить счетчики стока.

На ирригационной сети совхоза разрушено два сооружения (быстроток и сброс в отделении им. Дзержинского), обеспечивающие транзитный сброс воды. Их необходимо восстановить возможно быстрее.

По сведениям, полученным в гидроотделе, работы по ремонту сооружений ежегодно осуществляются в очень незначительном объеме из-за необеспеченности совхоза строительными материалами.

ВЫВОДЫ

Успехи совхоза «Пахтаарал» в хозяйственно-производственной деятельности значительны. Решающую роль в этом сыграло умелое и настойчивое проведение комплекса агро-мелиоративных мероприятий.

1. Созданы крупные тракторно-полевые бригады. В бригадах не распыляется вода, к. п. д. внутрибригадной сети достаточно высок, сосредоточенные и своевременные поливы обеспечивают связь между поливами и обработками.

2. Разработан и осуществлен новый режим орошения хлопчатника применительно к условиям хозяйства, дающий большую экономию оросительной воды по сравнению с другими хозяйствами Голодной степи и снижающий затраты труда на поливы.

3. Большой размах получили работы по планировке поверхности полей, сочетающейся с одновременным переустройством оросительной сети.

4. Внедрен новый метод полива дождеванием на 50% орошаемой площади.

Для ликвидации недостатков необходимо:

1) наладить более точный учет воды внутри хозяйства, все водовыпуски реконструировать в водомерные;

2) реконструировать канал К-20 для повышения коэффициента использования воды при дождевании и обеспечения транзитного сброса возможных излишков;

3) улучшить эксплуатационные качества сезонных картонных оросителей, нарезать их на специально подготовленных подушках и более крупных размеров, уплотнять периметр картонных оросителей фигурными катками.

Недостаток существующих картонных оросителей — малая пропускная способность. Поэтому бригадный ток воды в крупной бригаде делится сейчас на одновременный полив двух соседних участков. Поливы участков затягиваются, продольная культивация проводится с запаздыванием.

Руководство совхоза проделало большую работу по воспитанию опытных кадров руководителей отделений, механизаторов, бригадиров полевых бригад, трактористов и др. Однако существующий штат бригадиров по водопользованию отделений (особенно в отделении им. Дзержинского) не имеет достаточной квалификации. Поливная площадь отделения в среднем более 1600 га, руководить орошением такого массива вообще, а в условиях внедрения новых методов полива в особенности, должен опытный специалист, по крайней мере имеющий среднее образование и кругозор на уровне старших агрономов отделений.

Создавая кадры гидротехников в совхозе, необходимо предусматривать на будущее возможность совмещения специальностей. Желательно, например, чтобы линейный штат канала К-20 мог выполнять работы по текущему ремонту гидросооружений. Гидротехники отделений должны владеть нивелиром и хорошо знать учет воды по водомерным сооружениям. Ведущие специалисты гидроотдела должны уметь управлять легкой автомашиной.

Применяемые гидроотделом совхоза формы составления планов водопользования нельзя признать удачными; по ним труднее считать, а главное, неудобно сопоставлять фактические показатели по водопользованию с плановыми.

Рекомендуется составлять план водопользования по формам, разработанным отделом эксплуатации ИВПиГ.

Мы надеемся, что освещение опыта совхоза «Пахтаарал» по водопользованию окажет пользу другим хозяйствам, особенно совхозам, организуемым на новых землях Голодной степи. Близость расположения и идентичность условий позволит им использовать ценное из опыта «Пахтаарала». При этом 1) надо учесть ошибки первых лет освоения «Пахтаарала» (чрезмерность водопотребления, подъем грунтовых вод, интенсификация процессов засоления), хотя, к сожалению, эти ошибки уже повторяют совхозы «Фархад», «Дружба» и «Баяут» после перевода их с машинного орошения на самотечное; 2) надо достигнуть своевременного уровня производства «Пахтаарала» теми же темпами, что и совхоз; 3) необходимо учитывать при использовании опыта безусловно имеющиеся различия в особенностях природных и хозяйственных условий каждого хозяйства.

И. Б. ЧИЖ

ОСНОВЫ РАСЧЕТА ВОДОРАСПРЕДЕЛЕНИЯ В ИРРИГАЦИОННЫХ КАНАЛАХ С ПРАВИЛЬНЫМИ ВОДОВЫПУСКАМИ

План подачи воды на отдельные участки ирригационной сети составляется заранее, но при осуществлении его часто возникают непредвиденные обстоятельства. В этих случаях приходится отступать от намеченного графика водопользования и производить безотлагательные расчеты.

Эти расчеты носят не совсем элементарный характер. В водовыпусках нельзя назначать произвольные расходы, так как накладываются ограничения физикой движения воды в каналах и пределами работоспособности гидротехнических сооружений и автоматических устройств. Положение осложняется также большим количеством переменных величин, участвующих в расчетах, необходимостью учета фильтрации воды из канала и др.

Мы рекомендовали применять в качестве механического диспетчера, управляющего водораспределением, быстродействующие вычислительные машины [1, 2]. Для передачи функций управления водораспределением машине-диспетчеру все задачи должны формулироваться в общей математической форме и по возможности однотипно.

В настоящей статье даются основы расчета линейных схем водораспределения при установившемся режиме движения воды в телеавтоматизированных ирригационных каналах. Приводимые формулы может использовать не только машина-диспетчер, но и человек-диспетчер.

СХЕМА КАНАЛА

Рассматривается старший ирригационный канал (или часть его) с правильными водовыпусками в младшие каналы. Правильным водовыпуском называем любой водовыпуск, расход в котором постоянен или на не слишком узком отрезке и с достаточной точностью может быть представлен линейной функцией расхода в старшем канале. Следовательно, среди правильных водовыпусков имеются постоянный водовыпуск, в котором автоматически поддерживается постоянный расход, и пропорциональный водовыпуск, забирающий в младший канал расход, пропорциональный расходу, остающемуся в старшем канале. Для учета потерь воды на фильтрацию из канала на тех участках, где они значительны, введем понятие фильтровыпуск. Фильтровыпуском назовем абстрактный водовыпуск, расположенный в конце холостого участка канала между

двумя водовыпусками; расход через него равен фильтрационному расходу на этом участке. Старший канал за последним рассматриваемым водовыпуском также удобно принять за водовыпуск; назовем его квазивыпуском.

Итак, мы выделяем четыре типа водовыпусков: постоянный, пропорциональный, фильтровыпуск и квазивыпуск.

Графическое изображение, отражающее в условных обозначениях последовательность расположения типов водовыпусков, назовем схемой канала (рис. 1).

Q_i — расход в старшем канале за i -тым водовыпуском, q_k — расход в постоянном k -том водовыпуске, G_l — расход в l -том водовыпуске любого типа.

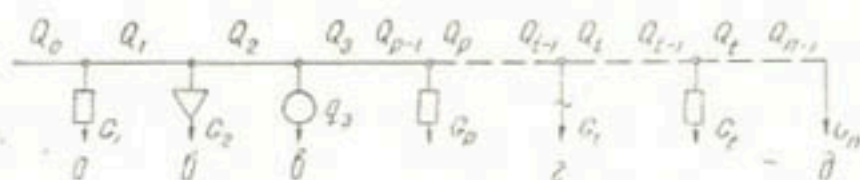


Рис. 1. Схема канала.

а — пропорциональный водовыпуск, б — фильтровыпуск, в — постоянный водовыпуск, г — произвольный водовыпуск, д — квазивыпуск.

Расходы в постоянных водовыпусках мы принимаем за параметры.

Водовыпуски нумеруются подряд, независимо от типа, к которому принадлежат.

Термин *схема канала* в дальнейшем применяется и для обозначения самого реального канала или его участка.

КОЭФФИЦИЕНТЫ ВОДОРАСПРЕДЕЛЕНИЯ

Расчеты водораспределения целесообразно вести при помощи некоторых коэффициентов и только на последнем этапе переходить к расходам.

Введем следующие коэффициенты водораспределения (рис. 1).

Коэффициент σ_i , равный отношению приращения расхода в i -том водовыпуске при приращении расхода в старшем канале выше водовыпуска,

$$\sigma_i = \frac{\Delta G_i}{\Delta Q_{i-1}}.$$

Коэффициент κ_i , равный отношению приращения расхода в i -том водовыпуске к приращению расхода, остающемуся в старшем канале после деления воды,

$$\kappa_i = \frac{\Delta G_i}{\Delta Q_i}.$$

Коэффициент λ_i , равный отношению приращений расходов в старшем канале после и до i -того водовыпуска,

$$\lambda_i = \frac{\Delta Q_i}{\Delta Q_{i-1}}.$$

Для пропорциональных водовыпусков определим еще коэффициент ζ_i , как отношение всего расхода воды в i -том пропорциональном водовыпуске ко всему расходу в начале рассматриваемой части канала

$$\zeta_i = \frac{G_i}{Q_0}.$$

Коэффициенты σ_i , α_i и λ_i для пропорциональных водовыпусков могут быть также определены как отношения самих расходов, а не их приращений.

У постоянного водовыпуска $\lambda_i = 1$, $\sigma_i = \alpha_i = 0$. Квазивыпуск можно рассматривать как пропорциональный, у которого $\sigma_i = 1$, $\alpha_i = \infty$. Из определения коэффициентов следует, что $0 \leq \sigma_i \leq 1$; $0 \leq \lambda_i \leq 1$; $0 \leq \zeta_i \leq 1$; $0 \leq \alpha_i \leq \infty$.

Как показано ниже, можно обойтись только одним из указанных видов коэффициентов. Однако для различных расчетов удобнее пользоваться специальными коэффициентами. Например, для выдачи задания устройствам пропорционального деления воды нужно знать коэффициенты σ_i или α_i . С помощью коэффициентов λ_i наиболее просто рассчитывать расходы в старшем канале. При назначении расходов в отдельные водовыпуски приходится учитывать расход Q_0 в начале канала; в этом случае следует применять коэффициенты ζ_i .

МАТРИЦЫ ВОДОВЫПУСКОВ И СХЕМ

Характеристика правильного водовыпуска приводится к виду

$$Q_{i-1} = a_i Q_i + b_i, \quad (1)$$

где a_i и b_i — постоянные величины.

К (1) дополнительно напишем тождество

$$1 = 0 + 1 \quad (2)$$

и представим равенства (1) и (2) в форме одного матричного

$$\begin{bmatrix} Q_{i-1} \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_i & b_i \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q_i \\ 1 \end{bmatrix}. \quad (3)$$

Отсюда получаем матрицу правильного водовыпуска

$$\begin{bmatrix} \Lambda \\ \end{bmatrix}_i = \begin{bmatrix} a_i & b_i \\ 0 & 1 \end{bmatrix}. \quad (4)$$

Легко находим матрицы частных типов водовыпусков. Для пропорционального водовыпуска

$$\begin{bmatrix} Q_{i-1} \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{\lambda_i} & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q_i \\ 1 \end{bmatrix},$$

следовательно, матрица пропорционального водовыпуска

$$\begin{bmatrix} \Lambda \\ 1 \end{bmatrix}_i = \begin{bmatrix} \frac{1}{\lambda_i} & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}. \quad (5)$$

Далее, так как для постоянного водовыпуска

$$\begin{bmatrix} Q_{i-1} \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & q_i \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q_i \\ 1 \end{bmatrix},$$

матрица постоянного водовыпуска

$$\begin{bmatrix} \Lambda \\ 1 \end{bmatrix}_i = \begin{bmatrix} 1 & q_i \\ 0 & 1 \end{bmatrix}. \quad (6)$$

Переходя к определению матрицы фильтровыпуска, мы должны остановиться на фактической стороне вопроса. Наиболее существенными факторами, влияющими на размер фильтрации воды из канала, являются свойства грунта и величина расхода в канале. Величину фильтрации можно приближенно рассматривать как функцию одной переменной—расхода воды в канале, так как свойства грунта в течение долгого времени остаются более или менее постоянными.

А. Н. Костяков на основании обработанных фактических данных о потерях воды в большом числе каналов установил следующую зависимость:

$$\alpha = \frac{A}{Q^m},$$

где α — величина потерь воды в канале, % на 1 км длины,

A — коэффициент, зависящий от свойств грунта,

m — показатель водопроницаемости грунта,

Q — расход воды в канале, м³/сек.

Пользуясь формулой А. Н. Костякова, можно найти следующее выражение для расхода G фильтровыпуска¹:

$$G_i = Q_{i-1} \left\{ 1 - \left(1 - \frac{mA_i}{100 Q_{i-1}^m} \right)^{\frac{1}{m}} \right\}. \quad (7)$$

Здесь l — длина холостого участка канала, км.

Для грунтов с сильной водопроницаемостью ($A=3,4$, $m=0,5$) формула принимает вид

$$G_i = Q_{i-1} \left\{ 1 - \left(1 - \frac{1,7 \cdot 10^{-2} l}{\sqrt{Q_{i-1}}} \right) \right\}. \quad (8)$$

С погрешностью, меньшей $\delta < 2,9 \cdot 10^{-1} \cdot l^2$, вместо (8) можно пользоваться выражением

$$G_i = 3,4 \cdot 10^{-2} l \sqrt{Q_{i-1}}. \quad (9)$$

¹ Функцию $G_i = f(Q_{i-1})$ можно более точно определить в каждом конкретном случае опытным путем.

Формула (7) и из нее вытекающие (8), (9) позволяют примерно судить о функции $G_i = f(Q_{i-1})$. Эта функция нелинейная, и следовательно, ее нужно линеаризировать на отрезке, соответствующем реально возможному изменению Q_{i-1} . После линеаризации получаем

$$G_i = p_i Q_{i-1} + h_i, \quad (10)$$

где p_i и h_i — постоянные величины.

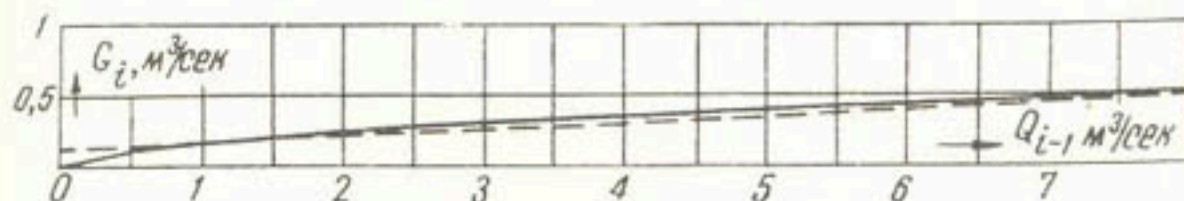


Рис. 2. Аппроксимация характеристики фильтровыпуска.

На рис. 2 показана линейная аппроксимация выражения (9) по методу наименьших квадратов для случая $A = 3,4$, $m = 0,5$ и $l = 5$ км.

Получено

$$G_i = 0,042 Q_{i-1} + 0,12 \text{ м}^3/\text{сек},$$

т. е.

$$p_i = 0,042 \text{ и } h_i = 0,12 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Из рис. 2 видно, что фильтрационная характеристика на большом отрезке поддается достаточно точной линейной аппроксимации.

Подставив

$$G_i = Q_{i-1} - Q_i$$

в (10), найдем, что

$$Q_{i-1} = \frac{1}{1-p_i} Q_i + \frac{h_i}{1-p_i}. \quad (11)$$

Выражение (11) позволяет написать матрицу фильтровыпуска

$$\begin{bmatrix} \Lambda \\ \Lambda \end{bmatrix}_i = \begin{bmatrix} \frac{1}{1-p_i} & \frac{h_i}{1-p_i} \\ 0 & 1 \end{bmatrix}. \quad (12)$$

Матрицы квазивыпуска не существует, так как при подстановке в (5) коэффициента $\lambda = 0$ элемент матрицы a_i обращается в бесконечность.

Обратимся теперь к схемам, состоящим из ряда выпусков.

Покажем, что матрица последовательно расположенных правильных водовыпусков равна произведению матриц отдельных водовыпусков.

Для отдельных водовыпусков можно написать следующие матричные уравнения:

$$\begin{bmatrix} Q_{p-1} \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Lambda \\ \Lambda \end{bmatrix}_p \cdot \begin{bmatrix} Q_p \\ 1 \end{bmatrix}.$$

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} Q_p \\ 1 \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} \Lambda \\ \end{bmatrix}_{p+1} \cdot \begin{bmatrix} Q_{p+1} \\ 1 \end{bmatrix}, \\ \begin{bmatrix} Q_{p+1} \\ 1 \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} \Lambda \\ \end{bmatrix}_{p+2} \cdot \begin{bmatrix} Q_{p+2} \\ 1 \end{bmatrix}, \\ &\vdots \\ \begin{bmatrix} Q_{t-1} \\ 1 \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} \Lambda \\ \end{bmatrix}_t \cdot \begin{bmatrix} Q_t \\ 1 \end{bmatrix}. \end{aligned}$$

Исключив из этой системы уравнений векторы, содержащие промежуточные расходы, получим

$$\begin{bmatrix} Q_{p-1} \\ 1 \end{bmatrix} = \prod_{l=p}^{i-1} \begin{bmatrix} \Lambda \\ I \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} Q_l \\ 1 \end{bmatrix} \quad (13)$$

14

$$\left[\begin{array}{c} \Lambda \end{array} \right] = \prod_{i=p}^{i=l} \left[\begin{array}{c} \Lambda \end{array} \right]_i. \quad (14)$$

Подставив сюда (4), найдем

$$[A] = \prod_{l=p}^{i=t} [A]_l = \begin{bmatrix} \prod_{i=p}^{i=t} a_i & \sum_{i=p}^{i=t} \left(b_i \prod_{r=p}^{r=i-1} a_r \right) \\ 0 & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a & b \\ 0 & 1 \end{bmatrix}. \quad (15)$$

Если схема состоит только из пропорциональных и постоянных водовыпусков, то

$$a = \prod_{l=p}^{l=l} \frac{1}{\lambda_l}, \quad (16)$$

$$b = \sum_{i=p}^{l=l} \frac{q_i}{\prod_{r=D}^{i-1} \lambda_r}. \quad (17)$$

При $i - 1 < p$

$$\prod_{r=0}^{r=i-1} \lambda_r = 1.$$

Матрица, обратная матрице (15), равна

$$[\Lambda]^{-1} = \begin{bmatrix} \frac{1}{a} & -\frac{b}{a} \\ 0 & 1 \end{bmatrix}. \quad (18)$$

Найдем матрицу последовательно расположенных пропорционального и постоянного водовыпусков

$$[\Lambda] = \begin{bmatrix} \frac{1}{\lambda_1} & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & q_2 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{\lambda_1} & \frac{q_2}{\lambda_1} \\ 0 & 1 \end{bmatrix}. \quad (19)$$

Перемена положения водовыпусков разных типов изменяет свойства соответствующей части канала; это отображается тем, что для умножения матриц не существует переместительного закона. Действительно, если в только что рассмотренном случае поменять водовыпуски местами, то получим другую матрицу.

$$[\Lambda] = \begin{bmatrix} 1 & q_1 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{1}{\lambda_2} & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{\lambda_2} & q_2 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}. \quad (20)$$

Матрица схемы рис. 3.

$$[\Lambda] = \begin{bmatrix} \frac{1}{\lambda_1} & \frac{q}{\lambda_1} \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{1}{\lambda_2} & \frac{q_2}{\lambda_2} \\ 0 & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{\lambda_1 \lambda_2} & \frac{q_2}{\lambda_1} + \frac{q_4}{\lambda_1 \lambda_2} \\ 0 & 1 \end{bmatrix}. \quad (21)$$

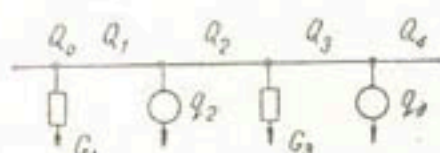


Рис. 3. Соединение последовательно расположенных водовыпусков.

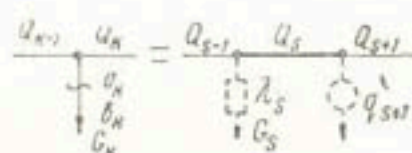


Рис. 4. Разложение произвольного водовыпуска на пропорциональный и постоянный.

РАЗЛОЖЕНИЕ ПРАВИЛЬНОГО ВОДОВЫПУСКА НА ПРОПОРЦИОНАЛЬНЫЙ И ПОСТОЯННЫЙ

При сравнении матриц (4) правильного водовыпуска с матрицей (19) двух последовательно расположенных водовыпусков — пропорционального и постоянного — приходим к выводу, что первый можно заменить двумя вторыми (рис. 4)¹. При этом коэффициент λ_s пропорционального водовыпуска получает значение

$$\lambda_s = \frac{1}{a_k}, \quad (22)$$

а параметр q_{s+1} постоянного водовыпуска —

$$q_{s+1} = \frac{b_k}{a_k}. \quad (23)$$

Схему канала, в которой правильные водовыпуски разложены на пропорциональные и постоянные, назовем развернутой. В развернутой схеме число водовыпусков увеличивается по сравнению с не-

¹Водовыпуски, полученные при разложении, на рисунках изображены пунктиром.

	λ_i	σ_i
λ_i	—	$1 - \sigma_i$
σ_i	$1 - \lambda_i$	—
α_i	$\frac{1 - \lambda_i}{\lambda_i}$	$\frac{\sigma_i}{1 - \sigma_i}$
ζ_i	$\left(1 - \frac{1}{Q_0} \sum_{s=1}^{s=i-1} \frac{q_s}{\prod_{r=1}^{r=s-1} \lambda_r}\right) \times$ $\times (1 - \lambda_i) \prod_{s=1}^{s=i-1} \lambda_s$	$\left(1 - \frac{1}{Q_0} \sum_{s=1}^{s=i-1} \frac{q_s}{\prod_{r=1}^{r=s-1} (1 - \sigma_r)}\right) \sigma_i \times$ $\times \prod_{s=1}^{s=i-1} (1 - \sigma_s)$

развернутой, поэтому их приходится перенумеровывать заново; при этом мы заменяем также индексы у коэффициентов и параметров.

Сопоставление матрицы (4) правильного водовыпуска с матрицей (20) позволяет указать другую схему разложения (рис. 5), где

$$\frac{Q_{s-1}}{Q_K} = \frac{Q_{s-1}}{Q_s} \cdot \frac{Q_s}{Q_{s+1}} \quad \lambda_{s+1} = \frac{1}{a_k}, \quad (24)$$

$$q_s = b_k. \quad (25)$$

Рис. 5. Вариант разложения произвольного водовыпуска.

Пропорциональный и постоянный водовыпуски, появляющиеся при разложении фильтровыпуска, назовем соответственно пропорциональной и постоянной частью фильтровыпуска.

Разложение по первому варианту дает¹

$$\lambda_s = 1 - p_k = 1 - p_s, \quad q_{s+1} = h_k = h_{s+1}; \quad (26)$$

по второму варианту

$$\lambda_{s+1} = 1 - p_k = 1 - p_{s+1}, \quad q_s = \frac{h_k}{1 - p_k} = \frac{h_s}{1 - p_{s+1}}. \quad (27)$$

¹ Коэффициент p в развернутой схеме принимает индекс пропорциональной части фильтровыпуска, а параметр q — постоянной.

x_i	ζ_i
$\frac{1}{x_i + 1}$	$1 - \frac{\zeta_i}{1 - \sum_{s=1}^{s=i-1} \left(\zeta_s + \frac{q_s}{Q_0} \right)}$
$\frac{x_i}{x_i + 1}$	$\frac{\zeta_i}{1 - \sum_{s=1}^{s=i-1} \left(\zeta_s + \frac{q_s}{Q_0} \right)}$
—	$\frac{\zeta_i}{1 - \sum_{s=1}^{s=i} \left(\zeta_s + \frac{q_s}{Q_0} \right)}$
$\left\{ 1 - \frac{1}{Q_0} \sum_{s=1}^{s=i-1} q_s \prod_{r=1}^{r=s-1} (x_r + 1) \right\} \times$	—
$\times \frac{x_i}{\prod_{s=1}^{s=i} (x_s + 1)}$	

СВЯЗЬ МЕЖДУ КОЭФФИЦИЕНТАМИ ВОДОРАСПРЕДЕЛЕНИЯ

Предыдущая теория позволяет установить связь между коэффициентами. Не останавливаясь на несложных выводах, даем таблицу взаимного выражения одних коэффициентов через другие.

В формулах таблицы и полученных ниже сумма равна нулю, когда верхние пределы у знака $\sum$ оказываются меньше нижних; при верхних пределах у знака $\prod$ меньше нижних произведение равно единице.

Наличие связи между всеми коэффициентами свидетельствует о том, что в принципе можно обойтись одним видом коэффициентов.

Кроме формул таблицы, полезно также иметь в виду тождество

$$x_i \lambda_i = \sigma_i. \quad (28)$$

РАСЧЕТ РАСХОДОВ В РАЗВЕРНУТОЙ СХЕМЕ

Расход Q_{p-1} связан с расходом Q_i матричным уравнением (13). С учетом (15), (16) и (17) для развернутой схемы получаем

$$Q_{p-1} = \frac{Q_i}{\prod_{s=p}^{s=i} \lambda_s} + \sum_{s=p}^{s=i} \frac{q_s}{\prod_{r=p}^{r=s-1} \lambda_r}. \quad (29)$$

Отсюда расход Q_t выражается через расход Q_{p-1} следующим образом:

$$Q_t = \prod_{s=p}^{s=t} \lambda_s \cdot \left(Q_{p-1} - \sum_{i=p}^{i=t} \frac{q_i}{\prod_{r=p}^{r=i-1} \lambda_r} \right). \quad (30)$$

Формулы (29), (30) и таблицы позволяют найти связь между другими расходами

$$Q_{p-1} = \frac{G_t}{z_t \prod_{s=p}^{s=t} \lambda_s} + \sum_{s=p}^{s=t} \frac{q_s}{\prod_{r=p}^{r=s-1} \lambda_r}, \quad (31)$$

$$G_r = \sigma_p \left(\frac{Q_t}{\prod_{s=p}^{s=t} \lambda_s} + \sum_{s=p}^{s=t} \frac{q_s}{\prod_{r=p}^{r=s-1} \lambda_r} \right), \quad (32)$$

$$Q_t = \prod_{s=p}^{s=t} \lambda_s \left(\frac{G_p}{\sigma_p} - \sum_{i=p}^{i=t} \frac{q_i}{\prod_{r=p}^{r=i-1} \lambda_r} \right), \quad (33)$$

$$G = z_t \prod_{s=p}^{s=t} \lambda_s \left(\frac{G_p}{\sigma_p} - \sum_{i=p}^{i=t} \frac{q_i}{\prod_{r=p}^{r=i-1} \lambda_r} \right), \quad (34)$$

$$G_t = z_t \prod_{s=p}^{s=t} \lambda_s \left(Q_{p-1} - \sum_{i=p}^{i=t} \frac{q_i}{\prod_{r=p}^{r=i-1} \lambda_r} \right). \quad (35)$$

Если известен расход в одном месте канала, то могут быть определены все другие расходы.

ЭКВИВАЛЕНТНЫЕ КОЭФФИЦИЕНТЫ И ПАРАМЕТРЫ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНО РАСПОЛОЖЕННЫХ ОДНОТИПНЫХ ВОДОВЫПУСКОВ

В некоторых случаях расчеты можно упростить, используя понятия эквивалентных коэффициентов и параметров.

Схема на рис. 6 содержит последовательно расположенные пропорциональные водовыпуски.

Согласно формуле (29),

$$Q_{p+1} = \frac{Q_t}{\prod_{s=p}^{s=t} \lambda_s}.$$

Но $Q_{p-1} = Q_{l-1}$ и $Q_l = Q_l$, и если ввести понятие об эквивалентном коэффициенте λ_l

$$\lambda_l = \frac{Q_l}{Q_{l-1}},$$

то

$$\lambda_l = \frac{Q_l}{Q_{l-1}} = \prod_{s=p}^{s=l} \lambda_s. \quad (36)$$

Следовательно, эквивалентный коэффициент λ_l нескольких последовательно расположенных пропорциональных водовыпусков равен произведению коэффициентов λ_s этих выпусков.

Другие эквивалентные коэффициенты — σ_l , x_l , ζ_l — получены при помощи формул таблицы.

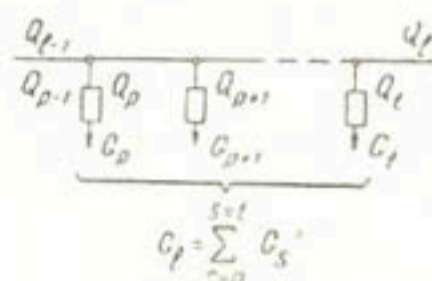


Рис. 6. Последовательно расположенные пропорциональные водовыпуски.

$$\sigma_l = 1 - \prod_{s=p}^{s=l} (1 - \sigma_s), \quad (37)$$

$$x_l = \left\{ \prod_{s=p}^{s=l} (x_s + 1) \right\} - 1, \quad (38)$$

$$\zeta_l = \left(1 - \sum_{s=1}^{s=l-1} \zeta_s \right) \left\{ 1 - \prod_{i=p}^{i=l} \left(1 - \frac{\zeta_i}{1 - \sum_{r=1}^{r=i-1} \zeta_r} \right) \right\}. \quad (39)$$

Коэффициенты последовательно расположенных пропорциональных водовыпусков, найденные таким путем, имеют следующий смысл. Эквивалентный коэффициент σ_l равен отношению суммы расходов в рассматриваемых водовыпусках к расходу в подводящем канале (рис. 6).

$$\sigma_l = \frac{\sum_{s=p}^{s=l} G_s}{Q_{l-1}} = \frac{G_l}{Q_{l-1}}.$$

Эквивалентный коэффициент x равен отношению суммы расходов в рассматриваемых водовыпусках к расходу, остающемуся в старшем канале ниже последнего из них (рис. 6)

$$x_l = \frac{\sum_{s=p}^{s=l} G_s}{Q_l} = \frac{G_l}{Q_l}.$$

Наконец, эквивалентный коэффициент ζ_l равен отношению суммы расходов в рассматриваемых водовыпусках к расходу в

начале канала (рис. 1 и 6)

$$\zeta_l = \frac{\sum_{s=p}^{s=l} G_s}{Q_0} = \frac{G_s}{Q_0}.$$

Эквивалентными коэффициентами λ_i , σ_i , α_i и ζ_i можно оперировать как соответствующими коэффициентами одиночных водовыпусков. Роль расхода в одиночном водовыпуске играет сумма расходов объединяемых пропорциональных водовыпусков.

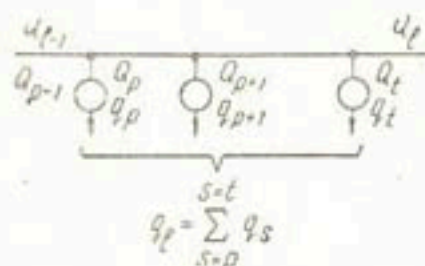


Рис. 7. Последовательно расположенные постоянные водовыпуски.

Последовательно расположенные постоянные водовыпуски также можно принять за один эквивалентный. Матрица $[\Lambda]$ схемы рис. 7 равна произведению матриц отдельных постоянных водовыпусков:

$$[\Lambda] = \prod_{s=p}^{s=l} [\Lambda]_s = \begin{bmatrix} 1 & \sum_{s=p}^{s=l} q_s \\ 0 & 1 \end{bmatrix}.$$

При сравнении этой матрицы с матрицей постоянного водовыпуска видно, что эквивалентный параметр q_l последовательно расположенных постоянных водовыпусков представляет собой сумму параметров q_s отдельных водовыпусков.

УСЛОВИЯ НЕРАЗРЫВНОСТИ И РЕГУЛЯРНОСТИ

Для любой схемы канала, в частности для схемы на рис. 1, имеем уравнение неразрывности потока

$$\sum_{k=1}^{k=n} (G_k + q_k) = Q_0. \quad (40)$$

Если схему развернуть, т. е. правильные водовыпуски разложить на пропорциональные и постоянные одним из указанных выше способов и заново перенумеровать, то получим

$$\sum_{s=1}^{s=N} (G_s + q_s) = Q_0. \quad (41)$$

Разделив обе части равенства на Q_0 , найдем

$$\sum_{s=1}^{s=N} \left(\zeta_s + \frac{q_s}{Q_0} \right) = 1. \quad (42)$$

Таково условие, накладываемое на выбор коэффициентов ζ_s и параметров q_s уравнением неразрывности потока. Если вместо ζ_s в (42) подставим его выражение через другие коэффициенты, то определим условия выбора последних.

Некоторые коэффициенты и параметры получаются при разложении фильтровыпуска. Из предыдущего известно, что коэффициент λ_s и параметр q_s пропорциональной и постоянной частей фильтровыпуска имеют определенное численное значение, поэтому естественно предположить, что и на коэффициент ζ_s пропорциональной части фильтровыпуска накладывается какое-то дополнительное условие. На основании таблицы

$$\lambda_s = 1 - \frac{\zeta_s}{1 - \sum_{r=1}^{r=s-1} \left(\zeta_r + \frac{q_r}{Q_0} \right)}. \quad (43)$$

Подставив сюда $\lambda_s = 1 - p_s$, находим

$$\zeta_s = p_s \left\{ 1 - \sum_{r=1}^{r=s-1} \left(\zeta_r + \frac{q_r}{Q_0} \right) \right\}. \quad (44)$$

Таким образом, коэффициенты ζ_s пропорциональных частей фильтровыпусков не выбираются произвольно, а получаются из коэффициентов и параметров предшествующих водовыпусков.

Объединив условие (42) с (44), получим

$$\sum_{s=1}^{s=N} \left(1 - \sum_{r=s+1}^{r=N-1} p_r \right) \left(\zeta'_s + \frac{q_s}{Q_0} \right) = 1 - \sum_{r=1}^{r=N-1} p_r. \quad (45)$$

Из формулы (45) коэффициенты ζ_s , относящиеся к пропорциональной части фильтровыпуска, исключены, под ζ'_s нужно понимать коэффициенты реальных выпусков (чтобы это отметить, у коэффициента ζ_s поставлен штрих). Параметры q_s постоянной части фильтровыпуска из формулы (45) не исключены.

Выражение (45) можно назвать условием неразрывности.

Для старшего и младших каналов имеются определенные расходы, при которых вода переливается через дамбу. Это накладывает ограничение на выбор численных значений коэффициентов и параметров. Пусть Q_{s-1}^n и Q_s^n — расходы в старшем канале до и после s -того водовыпуска, предельно допустимые из условия непереполнения канала, а G_s^n — расход в самом s -том водовыпуске, также предельно допустимый. Тогда условия непереполняемости канала для пропорциональных водовыпусков можно записать так¹:

$$\frac{Q_{s-1}^n - Q_s^n}{Q_0} \leq \zeta'_s \leq \frac{G_s^n}{Q_0} \quad (46)$$

и для постоянных водовыпусков

$$Q_{s-1}^n - Q_s^n \leq q_s \leq q_s^n, \quad (47)$$

¹ Обычно $Q_{s-1}^n > Q_s^n$.

где q_s^n — предельно допустимый расход в соответствующем водовыпуске,

$Q_{s-1}^n, Q_s^n, G_s^n, q_s^n$ — величины, характеризующие данный ирригационный канал.

Совершенно очевидно, нельзя допускать, чтобы Q_0 было больше Q_0^n .

Верхние пределы неравенств (46) и (47) показывают необходимые и достаточные условия непереполнения младшего канала. Нижние же пределы неравенств дают лишь достаточные условия непереполнения старшего канала. При определенных условиях, например при малых наполнениях старшего канала, эти пределы можно переступить; в подобных случаях требуются конкретные расчеты расходов и сопоставления их с предельно возможными.

Для квазивыпуска условие (46) принимает вид

$$\zeta'_s \leq \frac{G_s^n}{Q_0}. \quad (46')$$

Выбор коэффициентов и параметров ограничивается также пределами работоспособности сооружений, расположенных на канале. Условиями работоспособности являются

$$\frac{G_s^{np}}{Q_0} \leq \zeta'_s \leq \frac{G_s^{np}}{Q_0} \quad (48)$$

и

$$q_s^{np} \leq q_s \leq q_s^{np}, \quad (49)$$

где G_s^{np} и q_s^{np} — нижние пределы

G_s^{np} и q_s^{np} — верхние пределы работоспособности сооружений.

Следует обратить внимание на то, что G_s^{np} , G_s^{np} , q_s^{np} и q_s^{np} часто зависят от величины расходов воды в старшем канале.

Условия (46) и (48) можно объединить в одно условие регулярности коэффициентов

$$\left(\frac{Q_{s-1}^n - Q_s^n}{Q_0} \uparrow \frac{G_s^{np}}{Q_0} \right) \leq \zeta'_s \leq \left(\frac{G_s^n}{Q_0} \downarrow \frac{G_s^{np}}{Q_0} \right). \quad (50)$$

Стрелка, направленная вверх, показывает, что из двух величин, расположенных по обе стороны от нее, нужно выбрать большую; стрелка, направленная вниз, обозначает, что нужно выбрать меньшую величину.

Неравенства (47) и (49) объединим в одно условие регулярности параметров:

$$(Q_{s-1}^n - Q_s^n \uparrow q_s^{np}) \leq q_s \leq (q_s^n \downarrow q_s^{np}). \quad (51)$$

Можно дать следующую геометрическую интерпретацию условиям неразрывности и регулярности. Выражение (45) относительно координат ζ'_s представляет собой уравнение плоскости в N -мерном пространстве. Эта плоскость отсекает на осях координат отрезки

$$\zeta'_s = \frac{1 - \sum_{r=1}^{r=N-1} p_r}{1 - \sum_{r=s+1}^{r=N-1} p_r} - \frac{q_s}{Q_0}. \quad (52)$$

Условия регулярности коэффициентов (50) выделяют на гиперплоскости односвязанную замкнутую ограниченную область, которую назовем дозированной. Координаты точек, расположенных в дозированной области, удовлетворяют условию как неразрывности, так и регулярности коэффициентов.

ВАРЬИРОВАНИЕ РАСХОДОВ

Рассмотрим задачу по распределению расходов. Предположим, что по намеченной диспетчером стратегии в водовыпусках нужно установить расходы G_s и q_s . Заданы Q_s^n , G_s^n , G_s^{np} , G_s^{np} , q_s^{np} , q_s^{np} , коэффициенты p_s и постоянные h_s . Требуется проверить осуществимость намерений диспетчера и назначить коэффициенты водораспределения.

Возможно следующее решение задачи.

Параметры q_s проверяем по условию (51). Затем, подставив

$$\zeta'_s = \frac{G'_s}{Q_0}$$

(G'_s — расходы в реальные водовыпуски) в (45), находим расход

$$Q_0 = \frac{\sum_{s=1}^{s=N} \left(1 - \sum_{r=s-1}^{r=N-1} p_r \right) (G'_s + q_s)}{1 - \sum_{r=1}^{r=N-1} p_r}. \quad (53)$$

Необходимо, чтобы Q_0 было меньше расхода Q_0^n , переполняющего канал. Определив Q_0 , находим $\zeta'_s = \frac{G'_s}{Q_0}$. Если все ζ'_s удовлетворяют условию регулярности коэффициентов, то, следовательно, задание выполнимо. По формулам таблицы определяем коэффициенты σ_s и κ_s .

В тех случаях, когда расход Q_0 изменять нельзя или нежелательно, задача решается другим путем. Условия неразрывности и регулярности можно попытаться удовлетворить за счет изменения расхода G'_N в квазивыпуске. В этом варианте задачи известен расход

Q_0 , и поэтому условия регулярности коэффициентов $\zeta'_s = \frac{G'_s}{Q_0}$ (за исключением $\zeta'_N = \frac{G'_N}{Q_0}$), так же как параметров q_s , проверяются немедленно. В формуле (45) выделяем слагаемое, относящееся к квазивыпуску,

$$\zeta'_N + \sum_{r=1}^{s=N-1} \left(1 - \sum_{r=s+1}^{r=N-1} p_r \right) \left(\zeta'_s + \frac{q_s}{Q_0} \right) = 1 - \sum_{r=1}^{r=N-1} p_r,$$

и решаем относительно ζ'_N . Получаем

$$\zeta'_N = 1 - \sum_{r=1}^{r=N-1} p_r - \sum_{s=1}^{s=N-1} \left(1 - \sum_{r=s+1}^{r=N-1} p_r \right) \left(\zeta'_s + \frac{q_s}{Q_0} \right). \quad (54)$$

Если ζ'_N удовлетворяет условию регулярности, то нами найдено реально осуществимое решение задачи. Определение коэффициентов σ_s и α_s не имеет особенностей.

Можно поставить задачу о перераспределении расходов между пропорциональными водовыпусками с сохранением неизменных расходов Q_0 , q_s и G'_N . Решение этой задачи изоморфно определению координат точек отрезка прямой, лежащего в дозированной области и получающегося от пересечения гиперплоскостей формулы (45) и

$$\zeta'_N = \frac{G'_N}{Q_0} \text{const.}$$

Когда пределы работоспособности устройств зависят от величин расходов в старших каналах, для окончательного заключения о соблюдении условий регулярности нужно определить расходы в старшем канале и проверить соответствие принятых значений $G_s^{\text{пр}}$, $G_s^{\text{пр}}$, $q_s^{\text{пр}}$, $q_s^{\text{пр}}$.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В связи с проблемой телеавтоматизации ирригационных каналов возникает задача разработки методов диспетчерских расчетов водораспределения. Если канал имеет водовыпуски, характеристики которых поддаются линеаризации, то расчеты водораспределения значительно упрощаются и могут быть решены в общем виде. Становится возможным заранее заготовить формулы, необходимые для управления каналом. Преимущества разработанной методики позволяют поставить вопрос о конструктивном изменении отдельных существенно нелинейных водовыпусков.

Коэффициенты σ_i , α_i , λ_i , p_i и параметры q_i и h_i характеризуют свойства гидросооружений, автоматических регуляторов, холостых участков канала и не зависят от расходов воды в канале. Задание коэффициентов и параметров для всех водовыпусков (включая фильтровыпуски) полностью определяет свойства канала в отношении водораспределения. Указанные коэффициенты и параметры могут быть найдены соответствующей тарифировкой сооружений или теоретически.

ПРИЛОЖЕНИЕ

Пример. Схема на рис. 8 характеризуется следующими условиями движения воды в канале. Предельно допустимые расходы в старшем канале ($\text{м}^3/\text{сек}$):

Q_0^n	Q_1^n	Q_2^n	Q_3^n	Q_5^n	Q_6^n	Q_7^n	Q_9^n	Q_{10}^n	Q_{11}^n
10	9,5	9,1	8,8	8,8	8,6	8,4	8,4	8,2	8,0

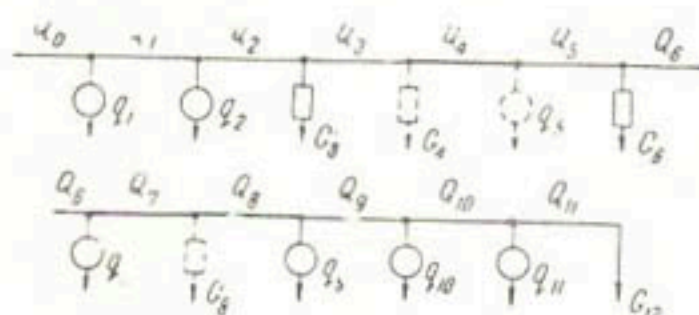


Рис. 8. Схема участка канала.

В отводящих каналах предельно допустимые расходы G_s^n и параметры q_s ($\text{м}^3/\text{сек}$) равны.

q_1^n	q_2^n	G_3^n	G_6^n	q_7^n	q_{10}^n	q_{11}^n	G_{12}^n
2	2	1	1	2	1	1	8

Ограничения, накладываемые на расходы конструкцией устройств (расходы, $\text{м}^3/\text{сек}$):

s	3	6
G_s^{np}	0,7	0,7
q_s^{np}	0,1	0,1

s	1	2	7	10	11
q_s^{np}	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
q_s^{np}	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2

Коэффициенты p_s и постоянные h_s

$$p_1 = 0,05, \quad h_3 = 0,1 \text{ м}^3/\text{сек},$$

$$p_6 = 0,03, \quad h_9 = 0,13 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Требуется определить осуществимость следующего распределения расходов:

q_1	q_2	G_3	G_6	G_7	q_{10}	q_{11}	q_{12}
0,6	0,8	0,5	0,4	0,5	0,7	0,9	4

и назначить необходимый расход Q_0 , а также коэффициенты ζ_3 и ζ_6 .

Решение. Проверяем параметры q_s

s	1	2	7	10	11
$(Q_{s-1}^n - Q_s^n \uparrow q_s^{np})$	0,5	0,4	0,2	0,2	0,2
q_s	0,6	0,8	0,5	0,7	0,9
$(q_s^n \downarrow q_s^{np})$	1,8	1,8	1,8	1,0	1,0

Условие регулярности параметров выполнено.

Определяем Q_0 по формуле (53); при этом используем следующие данные:

s	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
p_r	—	—	—	0,05	—	—	—	0,03	—	—	—	—
G'	—	—	0,5	—	—	0,4	—	—	—	—	—	12
q_s	0,6	0,8	—	—	0,1	—	0,5	—	0,13	0,7	0,9	—

$$Q_0 = \frac{\sum_{s=1}^{s=12} \left(1 - \sum_{r=s+1}^{r=11} p_r \right) (G'_s + q_s)}{1 - \sum_{s=1}^{s=11} p_r} = 9,18 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Это меньше, чем расход, переполняющий канал.

Определяем коэффициенты ζ'_3 , ζ'_6 , ζ'_{12} .

$$\zeta'_3 = \frac{G_3}{Q_0} = \frac{0,5}{9,18} = 0,0545,$$

$$\zeta'_6 = \frac{G_6}{Q_0} = \frac{0,4}{9,18} = 0,0436,$$

$$\zeta'_{12} = \frac{G_{12}}{Q_0} = \frac{4}{9,18} = 0,436.$$

Затем проверяем выполнение условий регулярности коэффициентов.

s	3	6
$\frac{Q_{s-1}^n - Q_s^n}{Q_0} \uparrow \frac{G_s^{np}}{Q_0}$	0,0327	0,0218
z'_s	0,0545	0,0436
$\frac{G_s^n}{Q_0} \downarrow \frac{G_s^{np}}{Q_s}$	0,0764	0,0764

$$z'_{12} = 0,436 < \frac{G_N^n}{Q_0} = \frac{8}{9,18} = 0,872.$$

Коэффициенты z'_3 , z'_6 и z'_{12} удовлетворяют условию регулярности. Определяем z_4 по формуле (44):

$$z_4 = p_4 \left\{ 1 - \sum_{r=1}^{r=3} \left(z_r + \frac{q_r}{Q_0} \right) \right\} = 0,0397.$$

Наконец, находим коэффициенты z_3 и z_6 :

$$z_3 = \frac{z'_3}{1 - \sum_{s=1}^{s=3} \left(z_s + \frac{q_s}{Q_0} \right)} = 0,0687 \approx 0,069.$$

$$z_6 = \frac{z'_6}{1 - \sum_{s=1}^{s=6} \left(z_s + \frac{q_s}{Q_0} \right)} = 0,0624 \approx 0,062.$$

ЛИТЕРАТУРА

1. Чижевский И. Б. Автоматизация ирригационных систем и переходные процессы в каналах, Труды САНИИРИ, вып. 95, 1958.
2. Чижевский И. Б. „Автоматика и телемеханика“, 1961, № 8.

Н. В. КОКАЯ

АВТОМАТ-РЕГУЛЯТОР РАСХОДА ИЗ ЗАКРЫТЫХ ОРОСИТЕЛЬНЫХ СЕТЕЙ

Условные обозначения основных величин:

$Q_p^{\max}$; $Q_p^{\min}$; Q_p ; Q_p' — расходы автомата-регулятора,

$H_n^{\max}$; $H_n^{\min}$; H_n ; H_n' — значения полных напоров перед автоматом-регулятором,

$h_{\text{щ}}^{\max}$; $h_{\text{щ}}^{\min}$; $h_{\text{щ}}$; $h_{\text{щ}}'$ — высоты кольцевой щели,

$\varphi_{\text{щ}}^{\max}$; $\varphi_{\text{щ}}^{\min}$; $\varphi_{\text{щ}}$; $\varphi_{\text{щ}}'$ — «коэффициенты скорости» потока в кольцевой щели,

$H_0^{\max}$; $H_0^{\min}$; H_0 ; H_0' — напоры над центром тяжести водомерного отверстия, соответственно максимальные, минимальные, расчетные, промежуточные,

$D_{\text{пц}}$ — диаметр подвижного цилиндра.

При подводе воды на поля по напорным трубопроводам закрытой оросительной сети при изменении в ней напора возникает необходимость обеспечить автоматическое регулирование выдачи практически постоянных расходов Q_p .

В одном из проектов закрытой оросительной сети, составленном институтом «Средазгипроводхлопок» для условий Голодной степи (УзССР), в зависимости от числа одновременно работающих водовыпусков, рассчитанных на выдачу расхода $Q_p = 110$ л/сек, напоры колеблются от $H_n^{\min} = 1,0$ м до $H_n^{\max} = 40$ м.

Для получения в этих условиях $Q_p = 110$ л/сек был предложен автомат-регулятор расхода АР-250¹.

КОНСТРУКЦИЯ АВТОМАТА-РЕГУЛЯТОРА АР-250

Автомат-регулятор состоит из неподвижной и подвижной частей (рис. 1, 2, 3, 4).

¹ Принципиальную схему автомата-регулятора предложили Л. С. Литвак и Л. А. Фриерман. Конструктивная разработка осуществлялась под руководством Э. Э. Пеплова. Автомат-регулятор исследовали в Гидротехнической лаборатории ИВПиГ АН УзССР в 1960 г.

Неподвижная часть

1) патрубок *П* с латунным кольцом *ЛК*, 2) неподвижная тарелка *Т* с отбойным козырьком *ОК*, закрепленная на трех стойках *С*, 3) шпиндель *Ш*, 4) втулка *В*, 5) маховичок *М*.

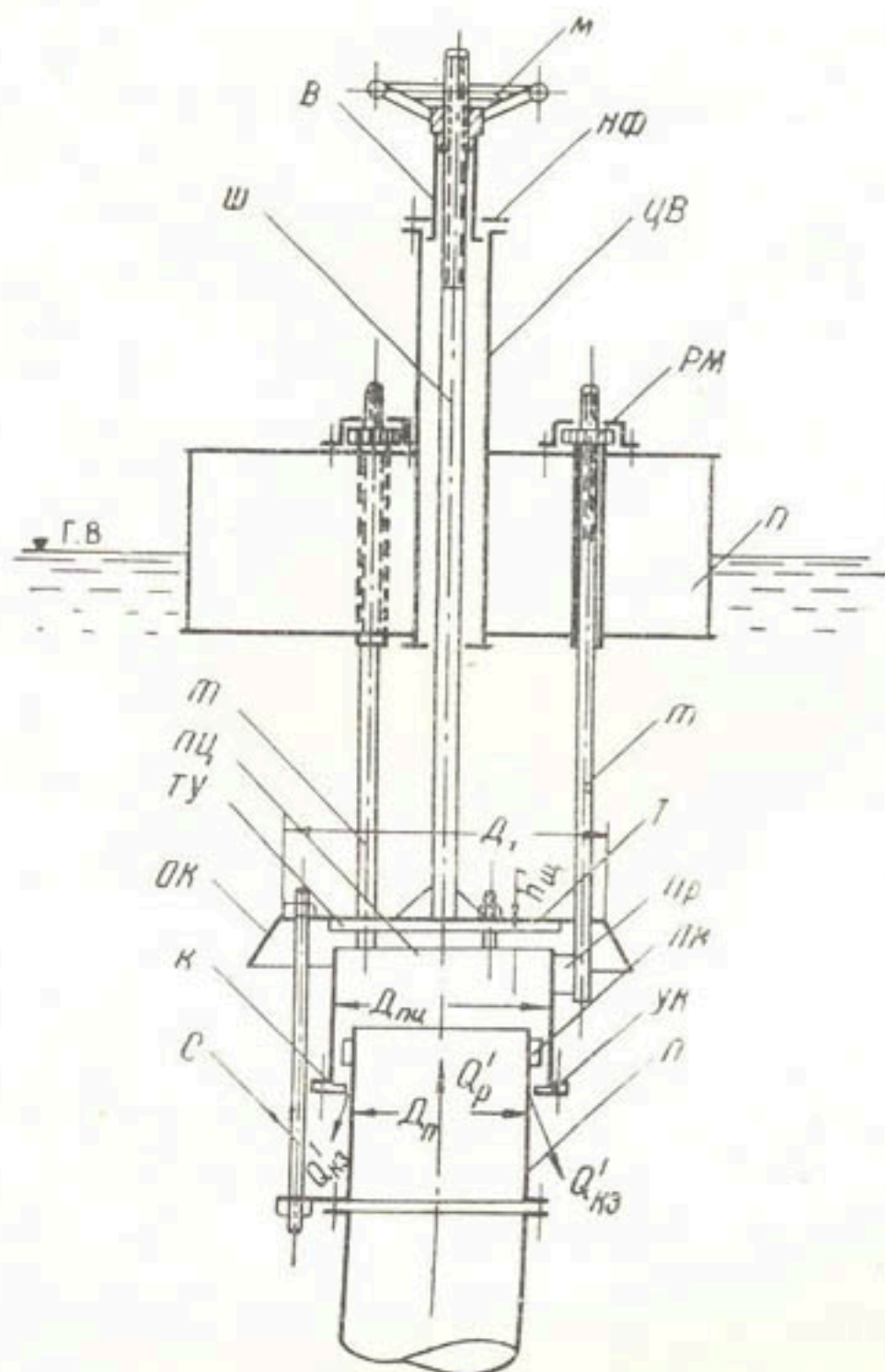


Рис. 1. Автомат-регулятор расхода (подвижной цилиндр показан в частично открытом положении).

Подвижная часть

1) подвижной цилиндр *ПЦ* с двумя уплотнительными полукольцами *УК* и тремя проушинами *Пр*, к которым присоединяются тяги *т*, 2) поплавков *п*, сквозь который проходят тяги при помощи регулировочных маховичков *РМ*, может изменять свое положение в отношении подвижного цилиндра, 3) накидной фланец *НФ* обеспечивает связь подвижной части с неподвижной.

Автомат закрывают следующим образом: вращая маховичок M , поднимают втулку B , а следовательно, и всю подвижную часть до упора кромок подвижного цилиндра в неподвижную тарелку.

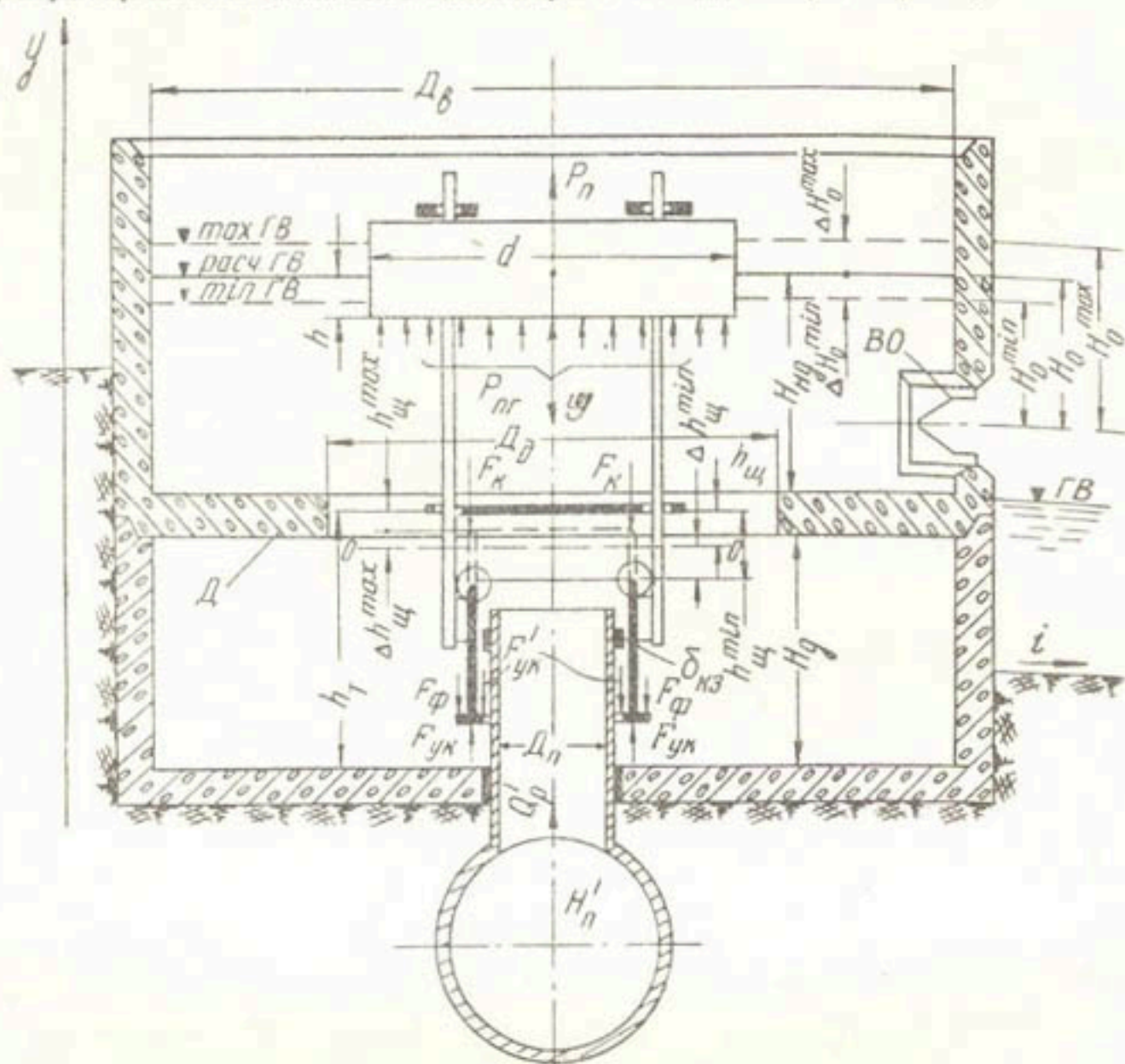


Рис. 2. Железобетонный водовыпуск и расчетная схема автомата-регулятора расхода.

$D_{\text{в}} = 2,0 \text{ м}$	$D_{\text{д}} = 1,10 \text{ м}$	$D_{\text{н}} = 261 \text{ мм}$
$H_{\text{д}} = 0,55 \text{ м}$	$\omega_0 = 0,056 \text{ м}^2$	$D_{\text{пл}} = 301 \text{ мм}$
$H_{\text{пл}} = 0,56 \text{ м}$	$D_{\text{т}} = 0,5 \text{ м}$	$d = 1000 \text{ мм}$
$H_0 = 0,365 \text{ м}$	$h_{\text{т}} = 0,60 \text{ м}$	$G = 87,5 \text{ кг}$

Для предотвращения фильтрации устраивают два резиновых уплотнения — торцевое TU и кольцевое K , эластичность и толщина которых должна обеспечить создание необходимой плотности соприкасающихся элементов сразу в двух плоскостях.

Автомат-регулятор помещают в железобетонный водовыпуск диаметром $D_{\text{в}} = 2,0 \text{ м}$, с диафрагмой D и водомерным отверстием BO ромбовидной формы, создающей оптимальные условия сопряжения в канале за водовыпуском. В водовыпуске под диафрагмой осуществляется гашение избыточной энергии, что необходимо для нормальной работы автомата.

О расходе, выдаваемом автоматом, судят по напору над водомерным отверстием H_0 , пользуясь формулой

$$Q_p = \mu_0 \omega_0 \sqrt{2gH_0} \quad (1)$$

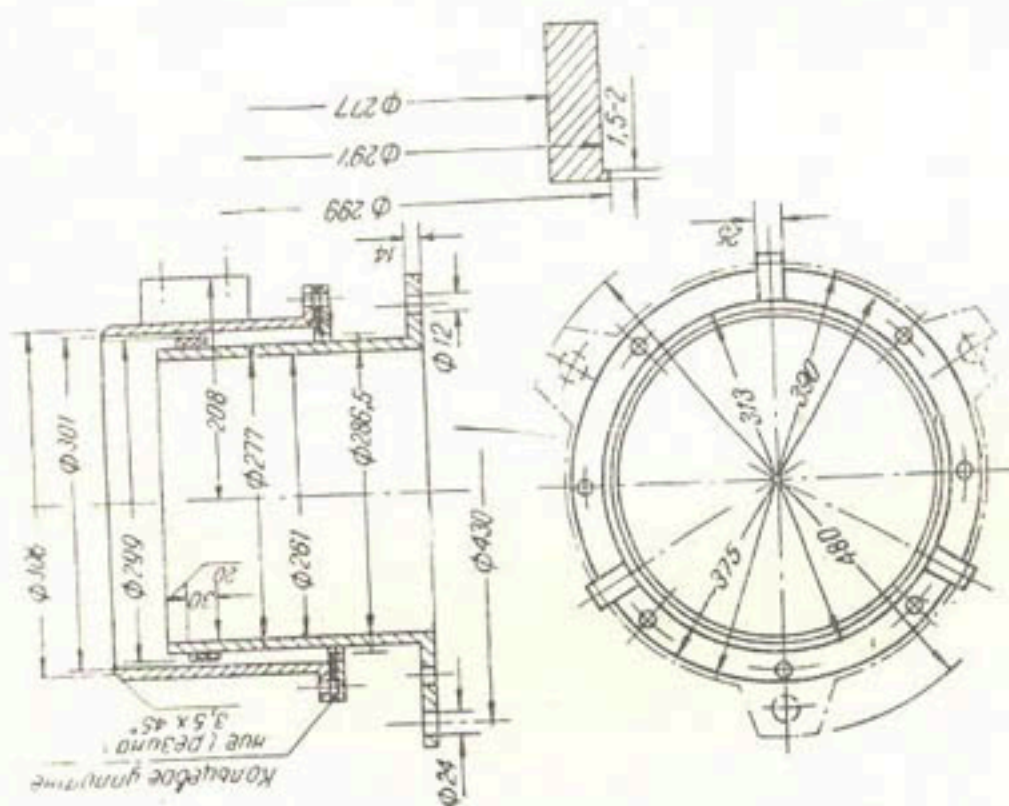


Рис. 3. Конструкция подвижного цилиндра.

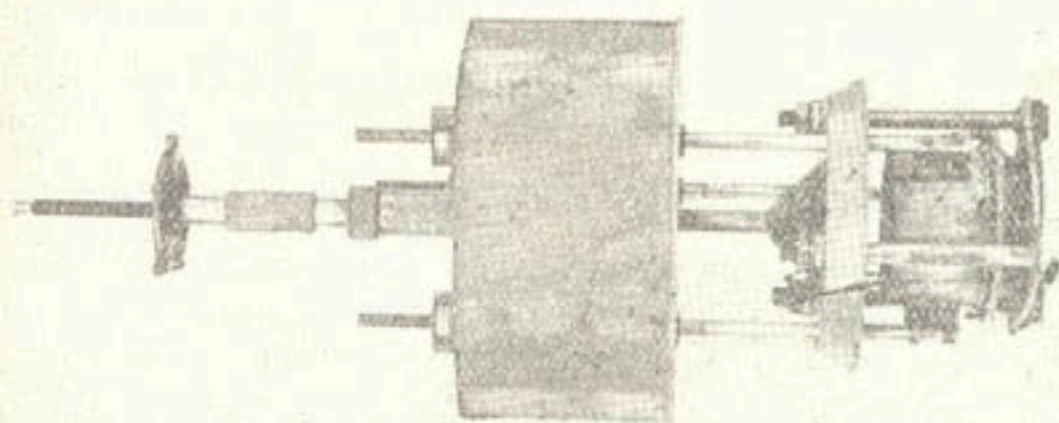


Рис. 4. Общий вид автомата-регулятора расхода.

Здесь $\mu_0 = 0,62$ — коэффициент расхода водомерного отверстия,
 ω_0 — площадь водомерного отверстия,
 $g = 9,81 \text{ м/сек}^2$ — ускорение силы тяжести.
 Коэффициент погрешности регулирования расхода

$$+m = \frac{Q_p^{\max} - Q_p}{Q_p} \quad (2)$$

и

$$-m = \frac{Q_p^{\min} - Q_p}{Q_p} \quad (3)$$

не должен превышать $\pm m = 0,05 - 0,10$.

РЕЖИМ РАБОТЫ АВТОМАТА-РЕГУЛЯТОРА РАСХОДА АР-250

Выдача расхода осуществляется через кольцевую щель между верхней кромкой подвижного цилиндра и неподвижной тарелкой и частично ($Q_{\text{кз}} = (0,03 - 0,15) Q_p$) в зависимости от напора через кольцевой зазор с поперечным размером $\delta_{\text{кз}}$, образуемый подвижным цилиндром и латунным кольцом.

Расход через кольцевую щель можно найти по формуле

$$Q_p - Q_{\text{кз}} = \varphi_{\text{щ}} \pi D_{\text{щ}} h_{\text{щ}} \sqrt{2gH_n'} \quad (4)$$

Для включения автомата втулку B опускают так, чтобы свободно перемещалась подвижная часть, обеспечивая образование кольцевой щели в пределах от $h_{\text{щ}}^{\max}$ до $h_{\text{щ}}^{\min}$ (по величине $h_{\text{щ}}^{\max} < h_{\text{щ}}^{\min}$).

Промежуточная высота кольцевой щели $h_{\text{щ}}'$ определяется напором в трубопроводе H_n' , при котором вытекает расход Q_p' .

Повышение напора до H_n' (вплоть до $H_n^{\max}$) сопровождается увеличением расхода до Q_p' (вплоть до $Q_p^{\max}$), уровня воды в водовыпуске до $H_{\text{из}}'$ и подъемом поплавка с подвижным цилиндром. Это приводит к уменьшению высоты кольцевой щели до некоторой $h_{\text{щ}}''$ (вплоть до $h_{\text{щ}}^{\max}$), при которой система сил, действующая на подвижную часть, приходит в равновесие и поплавок занимает стабильное положение до момента нового изменения напора в сети.

В этом случае $h_{\text{щ}}' > h_{\text{щ}}'' > h_{\text{щ}}^{\max}$ и $Q_p' < Q_p'' < Q_p^{\max}$.

Уменьшение напора в закрытой сети до H_n'' (вплоть до $H_n^{\min}$) определяет процессы, обратные описанным, а равновесие сил, действующих на поплавок, возникает при более низком горизонте воды в водовыпуске.

Тогда $h_{\text{щ}}' < h_{\text{щ}}'' < h_{\text{щ}}^{\min}$ и $Q_p' > Q_p'' > Q_p^{\min}$.

ДИНАМИКА ПОДВИЖНОЙ ЧАСТИ АВТОМАТА

Нормальная работа автомата-регулятора расхода может осуществляться только при условии равновесия системы сил, приложенных к

его подвижной части, в любой момент времени и на всем диапазоне изменения напоров в трубопроводе от $H_n^{\min}$ до $H_n^{\max}$.

Обозначив силы, приложенные к отдельным элементам подвижного цилиндра, так, как это показано на чертеже (рис. 2), напомним для подвижной части автомата уравнение равновесия

$$P_n - G + F_{ук} - F'_{ук} + P_{пр} - F_{\phi} - F_k = 0, \quad (5)$$

где P_n — подъемная сила поплавок и всех элементов подвижной части автомата, погруженных в воду,
 G — вес подвижной части автомата-регулятора,
 $P_{пр}$ — сила гидродинамического давления восходящих струй на поплавок,
 $F_{ук}$ и $F'_{ук}$, F_k , F_{ϕ} — силы гидродинамического давления потока, приложенные соответственно к упорному кольцу, кромкам подвижного цилиндра и фланцу.

За положительное направление принята ось y .

Представим уравнение (5) в виде

$$P_n - G = R, \quad (5')$$

где $R = (F'_{ук} + F_k + F_{\phi}) - (F_{ук} + P_{пр})$, (6)

и совместно с (5') проанализируем равенство (6), каждое слагаемое которого является функцией скорости потока, вытекающего из автомата, или в конечном счете функцией напора H_n' .

1. $R = 0$; поплавок погружается в воду при всех значениях H_n' на глубину $h' = \text{const}$, определяемую весом подвижной части автомата G и диаметром поплавка d .

2. $R = +\text{const}$; поплавок погружается в воду при всех значениях H_n' на постоянную глубину $h'' = \text{const}$, зависящую от суммы сил $G + R$. В этом случае $h'' > h'$.

3. $R = -\text{const}$; поплавок погружается в воду на постоянную глубину $h''' = \text{const}$, определяемую разностью сил $G - R$. Здесь $h''' < h'$.

При $R \neq \text{const}$ глубина погружения поплавка в любой момент времени зависит от алгебраической суммы $G + R$ и является также переменной величиной, т. е. $h \neq \text{const}$.

В этих условиях можно выделить еще два состояния.

4. $R < 0$ и $|R| > |G|$, глубина погружения поплавка $h^{IV} < 0$ и автомат закроется¹.

5. $R > 0$ и $|R| \geq |G|$, глубина погружения поплавка $h^V > h'$, автомат обладает регулирующей способностью, тем более высокой, чем меньше R^2 .

Первые три случая определяют равенство между колебаниями горизонтов воды в водовыпуске ΔH_0 и вертикальными перемещения-

¹ Такое явление наблюдается на автомате с подвижным цилиндром проектной конструкции.

² При $R \gg G$, $h^V \gg h'$ автомат также теряет способность регулировать расход, что наблюдалось в опытах при отыскании оптимальной формы подвижного цилиндра.

ми подвижной части автомата $\Delta h_{\text{ш}}$, т. е. можно записать¹

$$\Delta H_0 = \Delta h_{\text{ш}}. \quad (7)$$

Выбор достаточно большого диаметра D_n обусловит малое значение $\Delta h_{\text{ш}}$ и ΔH_0 , а следовательно, и небольшую величину коэффициента погрешности регулирования расхода m .

Однако нелинейная связь между скоростью потока и силой гидродинамического давления практически исключает возможность создания подвижного цилиндра, для которого $R = \text{const}$.

Ввиду того что четвертый случай вообще неприемлем, практически интересен только пятый с $R \neq \text{const}$, для которого $\Delta h_{\text{ш}} \neq \Delta H_0$ (неравенство тем больше, чем больше значение R).

Для этого случая уравнение (7) должно быть переписано в виде

$$\alpha \Delta H_0 = \Delta h_{\text{ш}}, \quad (7')$$

где α — переменный коэффициент, функция равнодействующей сил, т. е. $\alpha = f(R)$ определяет величину коэффициента погрешности регулирования расхода m . Поэтому одной из задач исследований является отыскание таких форм подвижного цилиндра, для которых R было бы малым и менялось в возможно более узких пределах, обеспечивая необходимое регулирование расхода.

Выяснение функции $\alpha = f(R)$ представляет значительные трудности. Однако для вычисления величины α можно воспользоваться уравнением (7'). Определяя опытным путем $\Delta h_{\text{ш}}$ и ΔH_0 , значение α можно найти как отношение

$$\alpha = \frac{\Delta h_{\text{ш}}}{\Delta H_0}. \quad (7'')$$

УРАВНЕНИЕ АВТОМАТА-РЕГУЛЯТОРА

При повышении напора в сети от расчетного значения H_n до H_n^{max} уравнение (7') принимает вид (рис. 2)

$$\alpha \Delta H_0^{\text{max}} = \Delta h_{\text{ш}}^{\text{max}}. \quad (7''')$$

Представив величину ΔH_0^{max} как разность напоров над центром тяжести водомерного отверстия при прохождении расходов Q_p^{max} и Q_p , т. е.

$$\Delta H_0^{\text{max}} = H_0^{\text{max}} - H, \quad (8)$$

учитывая (1) и (2) и пренебрегая за малостью величиной m^2 , найдем, что

$$\Delta H_0^{\text{max}} = 2mH_0. \quad (9)$$

¹ Этот вывод следует из того обстоятельства, что расстояние между подвижным цилиндром и поплавком, определяемое длиной тяг, неизменно.

² При таком способе определения коэффициента α последний автоматически учитывает также влияние незначительной силы трения T , присущей модели автомата, выполненной весьма тщательно, с полировкой соприкасающихся поверхностей.

Представив величину $\Delta h_{\text{ш}}^{\text{max}}$ как разность (рис. 2)

$$\Delta h_{\text{ш}}^{\text{max}} = h_{\text{ш}} - h_{\text{ш}}^{\text{max}}, \quad (10)$$

выразив члены правой части уравнения через (4) и обозначив через

$$k^{\text{max}} = \frac{h_{\text{ш}}}{h_{\text{ш}}^{\text{max}}}, \text{ получаем}$$

$$\Delta h_{\text{ш}}^{\text{max}} = \frac{(Q_p - Q_{\text{кз}}) (k^{\text{max}} - 1)}{\varphi_{\text{ш}} \pi D_{\text{ш}} k^{\text{max}} \sqrt{2gH_n}}. \quad (11)$$

Подставив уравнение (9) и (11) в (7'') и решая его в отношении $\pm m$, имеем

$$\pm m = \frac{(Q_p - Q_{\text{кз}}) (k^{\text{max}} - 1)}{2\pi a k^{\text{max}} \varphi_{\text{ш}} D_{\text{ш}} H_0 \sqrt{2gH_n}}. \quad (12)$$

Значение $-m$ при понижении напора от H_n до H_n^{min} находим путем аналогичных преобразований, получая следующие промежуточные выражения:

$$\Delta H_0^{\text{min}} = H_0 - H_0^{\text{min}}, \quad (13)$$

$$\Delta H_0^{\text{min}} = 2mH_0, \quad (14)$$

$$-\Delta h_{\text{ш}}^{\text{min}} = h_{\text{ш}} - h_{\text{ш}}^{\text{min}}, \quad (15)$$

$$k^{\text{min}} = \frac{h_{\text{ш}}}{h_{\text{ш}}^{\text{min}}}. \quad (16)$$

Как и следовало ожидать, коэффициент погрешности выдачи расхода $-m$ выразился аналогичной по строению формулой

$$-m = \frac{(Q_p - Q_{\text{кз}}) (k^{\text{min}} - 1)}{2\pi a k^{\text{min}} \varphi_{\text{ш}} D_{\text{ш}} H_0 \sqrt{2gH_n}}. \quad (17)$$

Формулы (12) и (17) можно объединить, если значения k^{max} и k^{min} заменить общим

$$k = \frac{h_{\text{ш}}}{h_{\text{ш}}'}, \quad (16')$$

где $h_{\text{ш}}'$ меняется от $h_{\text{ш}}' = h_{\text{ш}}^{\text{max}}$ до $h_{\text{ш}}' = h_{\text{ш}}^{\text{min}}$, после чего имеем

$$\pm m = \frac{(Q_p - Q_{\text{кз}}) (k - 1)}{2\pi a k \varphi_{\text{ш}} D_{\text{ш}} H_0 \sqrt{2gH_n}} \quad (18)$$

¹ Знак „минус“ $\Delta h_{\text{ш}}^{\text{min}}$ характеризует перемещение подвижного цилиндра вниз от его расчетного положения (линия 0-0).

Численное значение α , найденное опытным путем на модели, как $\alpha = f\left(\frac{D_n}{h_{ш}}\right)$, представлено на графике (рис. 5).

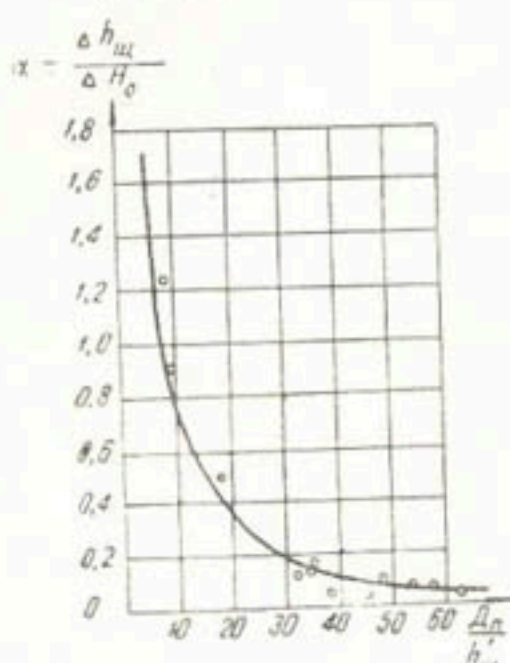


Рис. 5. График $\alpha = f\left(\frac{D_n}{h_{ш}}\right)$.

Значение напора H_n для расчетного положения подвижного цилиндра, характеризуемого высотой щели $h_{ш}$, при котором проходит расход Q_p , может быть найдено следующим образом.

Из уравнений (2) и (3)

$$\frac{Q_p^{\max}}{Q_p} = 1 + m \quad (2')$$

и

$$\frac{Q_p}{Q_p^{\min}} = 1 + m^2, \quad (3')$$

откуда

$$Q_p = \sqrt{Q_p^{\max} Q_p^{\min}}. \quad (19)$$

После подстановки соответствующих значений $Q_p^{\max}$, $Q_p^{\min}$, Q_p , согласно формуле (4), при $Q_{кз} = 0$ получим

$$H_n = \frac{\varphi_{ш}^{\max} \varphi_{ш}^{\min} h_{ш}^{\max} h_{ш}^{\min} \sqrt{H_n^{\max} H_n^{\min}}}{\varphi_{ш}^2 h_{ш}^2}. \quad (20)$$

Уравнение (20) решается подбором с использованием графика (рис. 6) до получения таких значений $\varphi_{ш}$, $h_{ш}$ и H_n , которые удовлетворяют уравнению (4) при расчетном значении Q_p и $Q_{кз} = 0,06 Q_p$.

Найденное таким образом значение H_n близко к его значению, получаемому из выражения

$$H_n = \frac{H_n^{\max} + H_n^{\min}}{2}. \quad (21)$$

Приложение к автомату любой дополнительной силы $\pm F^2$, кроме учтенных формулой (5), в том числе и силы трения T , требующей особого учета, изменит значение $\pm m$ в формуле (18).

¹ Точнее $\frac{Q_p}{Q_p^{\min}} = \frac{1}{1-m}$, однако при малых значениях m разница между $1+m$ и $\frac{1}{1-m}$ настолько мала, что ею можно пренебречь. Так, при $m=0,10$ имеем $1+m=1,10$, а $\frac{1}{1-m}=1,11$, при $m=0,06$ соответственно получим 1,060 и 1,064.

² $Q_{кз}=0,06 Q_p$ — значение расхода через кольцевой зазор при напоре H_n найдено опытным путем при полностью перекрытой кольцевой щели. Расход определяли объемным способом.

³ Здесь имеются в виду силы, соизмеримые с другими силами, действующими на подвижную часть автомата, иначе автомат вообще не будет работать, о чем уже говорилось выше.

Сила $\mp F$ изменит погружение поплавка на $\pm \Delta h_f$, что при диаметре поплавка d позволяет написать равенство

$$\pm \gamma \frac{\pi d^2}{4} \Delta h_f = \mp F \quad (22)$$

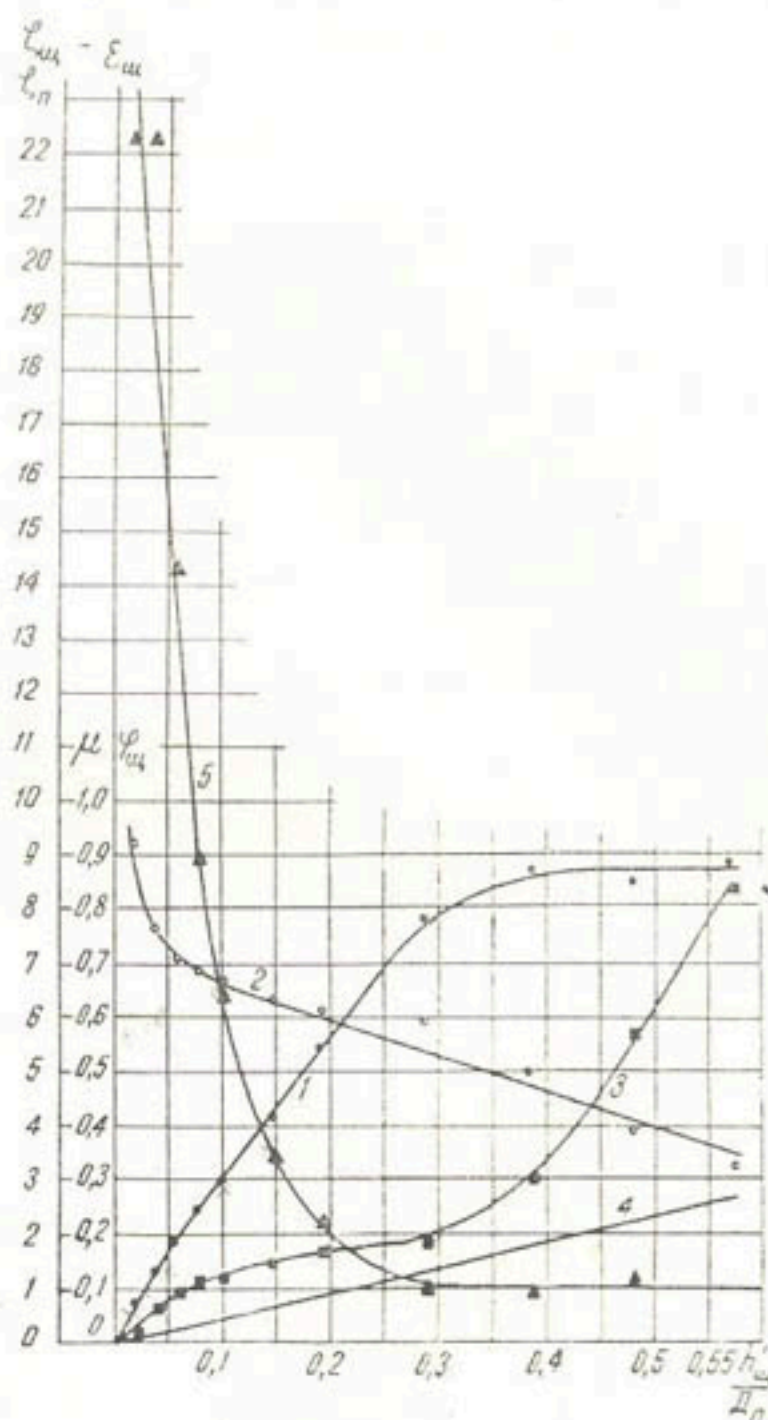


Рис. 6. Гидравлические характеристики автомата-регулятора

$$\left(\text{при } \frac{D_{\text{пл}}}{D_n} = 1,15 \text{ и } \frac{D_{\text{т}}}{D_n} = 2,0 \right).$$

1—коэффициент расхода μ , 2—коэффициент скорости $\varphi_{\text{ш}}$, 3—коэффициент сопротивления $\zeta_{\text{ш}}$, 4—коэффициент сжатия $\epsilon_{\text{ш}}$, 5—коэффициент сопротивления ζ_n , $D_{\text{пл}}$ —диаметр подвижного цилиндра, D_n —диаметр патрубка, $D_{\text{т}}$ —диаметр тарелки, $h'_{\text{ш}}$ —высота кольцевой щели.

(γ —объемный вес воды), из которого, с учетом (9) и при замене ΔH_0^{max} через Δh_f , находим

$$\pm m_f = \mp \frac{2F}{\gamma \pi d^2 H_0}, \quad (23)$$

где m_f — коэффициент погрешности регулирования расхода, учитывающий влияние силы $\pm F$.

В этом случае полный коэффициент погрешности регулирования расхода может быть найден как

$$\pm m_n = m \mp m_f,$$

или

$$\pm m_n = \frac{(Q_p - Q_{кз}) (k-1)}{2\pi \alpha k \gamma_{из} D_{из} H_0 \sqrt{2gH_n}} \mp \frac{2F}{\gamma \pi d^2 H_0}. \quad (24)$$

Формулу (24) можно упростить, если учесть (4), (16') и считать $Q_p - Q_{кз} = \beta Q_p$, где $\beta = 0,94$, так как $Q_{кз} = 0,06 Q_p$.

После преобразований и сокращений получаем

$$m_n = \frac{\beta (h_{из} - h'_{из})}{2\alpha H_0} \mp \frac{2F}{\gamma \pi d^2 H_0}. \quad (25)$$

При отсутствии дополнительных сил, т. е. при $F = 0$, имеем

$$m_n = \frac{\beta (h_{из} - h'_{из})}{2\alpha H_0}. \quad (26)$$

Влияние диаметра поплавка на коэффициент погрешности выдачи расхода устанавливается следующим образом.

Пусть к подвижной части автомата приложили некоторую силу $\pm F$. Очевидно, изменение погружения поплавка от воздействия силы $\pm F$ будет $\mp \Delta h_1$ при диаметре поплавка d_1 и $\mp \Delta h_2$ при диаметре поплавка d_2 . Допустим, что вес поплавков одинаков $g_p \approx g_n$, тогда

$$\gamma \pi \frac{d_1^2}{4} \Delta h_1 = \gamma \pi \frac{d_2^2}{4} \Delta h_2. \quad (27)$$

Выражая Δh_1 и Δh_2 по формуле (9) и производя упрощения, находим

$$m_f^* = m_f \frac{d_1^2}{d_2^2}, \quad (28)$$

т. е. коэффициент погрешности m_f^* (учитывающий влияние любой силы, приложенной к подвижной части автомата) изменяется обратно пропорционально квадрату диаметров поплавков.

Коэффициент погрешности регулирования расхода m_n , определяемый по формуле (26), характеризует степень отклонения $Q_p^{\max}$ и $Q_p^{\min}$ от некоторого расчетного Q_p . Однако для получения равенства абсолютных значений расчетных коэффициентов $\pm m_n$ автомат-регулятор должен быть „настроен“ соответствующим образом.

При „настройке“, осуществляемой с помощью регулировочных маховичков, следует добиваться такого положения поплавка, при котором в водовыпуске устанавливается горизонт, обеспечивающий рас-

четный напор H_0 над центром тяжести водомерного отверстия и при напоре в закрытой сети H_n , который может быть найден с достаточной точностью по уравнению (21).

ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ АВТОМАТА-РЕГУЛЯТОРА

Работу автомата-регулятора изучали в проектном режиме, что в пересчете на модель масштаба 1:2,5 дает $Q_p = 11,14 \text{ л/сек}$; $H_n^{\min} = 0,40 \text{ м}$; $H_n^{\max} = 16,0 \text{ м}$.

Найдены такие формы и размеры элементов подвижного цилиндра (рис. 3), для которых равнодействующая R , будучи сравнительно небольшой по величине, изменяется в достаточно узких пределах.

Обработка и анализ опытов позволяют отметить следующее.

1. Автомат с подвижным цилиндром (рис. 3) — надежный регулятор расхода при работе в проектном диапазоне напоров от $H_n^{\max} = 40 \text{ м}$ до $H_n^{\min} = 1,0 \text{ м}$, с возможным понижением нижнего предела до $H_n^{\min} = 0,5 \text{ м}$.

Таблица

Определение коэффициента погрешности регулирования расхода m_n
(в пересчете на натуру)

Напор перед автоматом $H_n, \text{ м}$	Глубина погружения поплавка $h, \text{ см}$	Расход автомата $Q_p, \text{ л/сек}$	Напор над центром тяжести водомерного отверстия $H_0, \text{ см}$	Коэффициент погрешности регулирования расхода m_n по формуле (2) и (3) (опытный)	Коэффициент погрешности регулирования расхода m_n по формуле (23) (расчетный)
1,0	10,50	103,5	32,0	-0,0576	-0,0413
3,7	11,00	105,4	33,2	-0,0410	-0,0268
12,5	11,25	108,4	35,2	-0,0151	-0,0153
21,2	13,00	110,25	36,5	+0,0021	+0,0020
26,2	14,00	113,0	38,4	+0,0281	+0,0196
35,0	16,00	114,9	39,5	+0,0453	+0,0427
40,0	16,75	116,40	40,5	+0,0588	+0,0520

$Q_p = 110 \text{ л/сек}$; диаметр поплавка $d = 1,0 \text{ м}$; вес подвижной части $G = 87,5 \text{ кг}$.

2. Автомат работает лучше при медленных изменениях напора H_n . Быстрое изменение напора сопровождается некоторым увеличением коэффициента погрешности регулирования расхода, с восстановлением его до нормального, отвечающего напору в сети, в течение 2—3 мин.

3. Коэффициент погрешности регулирования расхода m_n характеризуется данными таблицы, из которых видно, что в проектном диапазоне изменения напоров от $H_n^{\min} = 1,0 \text{ м}$ до $H_n^{\max} = 40 \text{ м}$ он изменяется от $-m_n = 0,0576$ до $+m_n = 0,0588$.

4. Коэффициент α , найденный опытным путем, характеризуется графиком рис. 5.

5. Наблюдается хорошее совпадение коэффициента погрешности m_n , вычисленного по формуле (26), с коэффициентом погрешности m_n , полученным опытным путем.

¹ Часть опытов выполнена при участии Л. З. Кравченко.

6. Изменяя при помощи регулирования маховичков длину тяг, т. е. меняя расстояние от поплавка до подвижного цилиндра, а следовательно, и напор над центром тяжести водомерного отверстия H_0 , можно изменять расчетное значение расхода Q_p , выдаваемого автоматом, в тем больших пределах, чем больше длина тяг. Длина тяг опытного образца давала возможность настраивать автомат на выдачу расхода в пределах от $Q_p = 100$ л/сек до $Q_p = 135$ л/сек (в переводе на натуру). В этих условиях коэффициент погрешности регулирования не измеряли, однако из формулы (26) следует, что он должен несколько ухудшиться при $Q_p = 100$ л/сек (понижение поплавка сопровождается уменьшением H_0) и несколько улучшиться при $Q_p = 135$ л/сек (увеличение H_0).

7. Поток в водовыпуске с размерами по рис. 2 находится в достаточно спокойном состоянии.

8. Присутствие в воде взвешенных частиц (песка) крупностью 0,25—1,25 мм вызывает большую силу трения в кольцевом зазоре („заедание“), автомат полностью теряет способность регулировать расход и выходит из строя (подвижная часть перестает двигаться).

Явление „заедания“ возникает значительно быстрее, если внутренняя поверхность подвижного цилиндра смазывается, так как песчинки, прилипшие к смазке, значительно хуже смываются потоком, проходящим через кольцевой зазор.

Явления „заедания“ можно избежать, если поперечное сечение латунного кольца выполнить по рис. 3 (на модели эта рекомендация не проверялась).

9. Величина равнодействующей, найденная опытным путем, изменялась от $R = 23$ кг до $R = 72$ кг (в переводе на натуру).

10. Проверка надежности торцевого и кольцевого резиновых уплотнений дала положительные результаты — фильтрация полностью отсутствовала.

11. Для назначения объема поплавка при проектировании автомата подобной конструкции можно рекомендовать приближенную формулу

$$W_{\text{поп}} = k \frac{G + 0,005 \left(\frac{D'_n}{D_n} \right)^3}{\gamma} \text{ м}^3, \quad (29)$$

где k — коэффициент запаса (рекомендуется принимать равным 1,7—1,9),

G — т,

D'_n — диаметр патрубка проектируемого автомата, мм,

D_n — диаметр патрубка модели, 104 мм.

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ АВТОМАТА-РЕГУЛЯТОРА

Поток, вытекающий через кольцевую щель, растекается в радиальном направлении, уменьшаясь по толщине. В этих условиях выделить в потоке за сопротивлением какое-либо характерное сечение не представляется возможным, поэтому гидравлические характеристики вычисляли для потока, имеющего размеры кольцевой щели.

При вычислении использовали формулы

1) для коэффициента скорости¹

$$\varphi_{\text{ш}} = \frac{v_{\text{ш}}}{\sqrt{2gH_{\text{п}}}}; \quad (30)$$

2) для коэффициента сопротивления в отношении скорости в кольцевой щели

$$\zeta_{\text{ш}} = \frac{1}{\varphi_{\text{ш}}^2} - 1; \quad (31)$$

3) для коэффициента сопротивления в отношении скорости в патрубке

$$\zeta_{\text{п}} = \frac{\zeta_{\text{ш}}}{\varepsilon_{\text{ш}}}, \quad (32)$$

где

$$\varepsilon_{\text{ш}} = \frac{\omega_{\text{ш}}}{\omega_{\text{п}}} \quad (33)$$

условно может быть назван „коэффициентом сжатия“, $\omega_{\text{ш}}$ и $\omega_{\text{п}}$ — площади кольцевой щели и патрубка;

4) для коэффициента расхода

$$\mu = \frac{Q'}{\omega_{\text{п}} \sqrt{2gH_{\text{п}}}}. \quad (34)$$

Графики изменения гидравлических характеристик в функции $\frac{h_{\text{ш}}}{D_{\text{п}}}$ представлены на рис. 6 и могут считаться действительными при отношении $\frac{D_{\text{ш}}}{D_{\text{п}}} = 1,15$ и $\frac{D_{\text{т}}}{D_{\text{п}}} = 2,0$.

ВЫВОДЫ

1. Автомат-регулятор расхода описанной конструкции обладает хорошей регулирующей способностью, конструктивно прост и, можно полагать, будет удобен в эксплуатации, что позволяет рекомендовать его для установки на напорных сооружениях оросительной сети.

2. При проектировании автоматов рекомендуется соблюдать геометрическое подобие его элементов, использовать для трущихся деталей антикоррозийные материалы и устанавливать на сетях с отсутствием взвешенных наносов такой крупности (ориентировочно $\delta_{\text{н}} < 0,5 \delta_{\text{кз}}$), при которых возможно „заедание“ подвижной части автомата-регулятора расхода.

¹ Такое название носит условный характер, так как $v_{\text{ш}}$ вычисляли из выражения $v_{\text{ш}} = \frac{Q}{\omega_{\text{ш}}}$, где $\omega_{\text{ш}}$ — площадь кольцевой щели, следовательно, $v_{\text{ш}}$ меньше действительной скорости выхода потока.

Н. В. КОКАЯ

РОМБОВИДНОЕ ОТВЕРСТИЕ В ВОДОВЫПУСКЕ И ЕГО ВЛИЯНИЕ НА РЕЖИМ СОПРЯЖЕНИЯ СТРУИ С ПОТОКОМ НИЖНЕГО БЬЕФА

В данной статье освещается одно интересное конструктивное решение, позволяющее осуществить на коротком участке водобоя бес-
сбойное сопряжение с нормальным распределением скоростей по сечению.

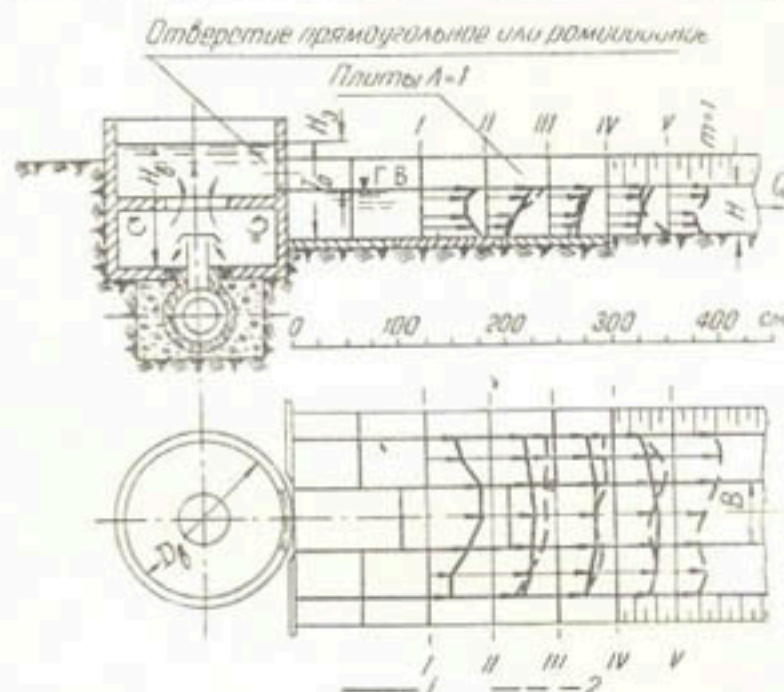


Рис. 1. Эюры скоростей при ромбовидном (1) и прямоугольном (2) отверстиях в водовыпуске на расход $Q = 110$ л/сек; $M = 1:50$.

Решение найдено в результате экспериментальных исследований водовыпусков из закрытой оросительной сети¹.

Конструкция водовыпусков представлена на рис. 1, а размеры их и параметры потоков — в таблице.

По проекту выдача воды из водовыпуска в канал трапецидального сечения (коэффициент откоса $m = 1$) осуществлялась через прямоугольное отверстие. Так как отверстие выполнялось в цилиндрическом колодце, то вытекающая струя расширялась в плане, и на уровне горизонта воды

в канале ее ширина $B_{стр} = (1,08 - 1,10) B_0$, где B_0 — ширина отверстия по дуге.

Из опытов с водовыпусками проектной конструкции выяснилось, что в нижнем бьефе устанавливается неблагоприятный режим сопряжения со следующими особенностями:

1) по обе стороны струи, втекающей в нижний бьеф, образуются значительного размера вальцы с вертикальной осью;

¹ Исследования выполнялись в 1959 г. в Гидротехнической лаборатории САНИИРИ по заданию института Средазгипроводхлопок (гл. инж. проекта Л. С. Литвак). Масштабы моделей $M = 1:2,3$ и $M = 1:1,54$. Результаты исследований водовыпусков опубликованы [1].

2) вдоль бортов лотка наблюдается волнение с амплитудой 5—7 см, которое распространяется на значительное расстояние вниз по течению и может быть причиной размыва берегов;

3) сопряжение сопровождается сбойностью потока;

4) на участке сопряжения эпюры скоростей в горизонтальных сечениях потока имеют вид, обратный нормальному: скорости в центральной части потока оказываются меньшими, чем у берегов (вогнутая эпюра, рис. 1). Такое распределение скоростей хорошо передает фотография (рис. 2), выполненная при кратковременном окрашивании потока;

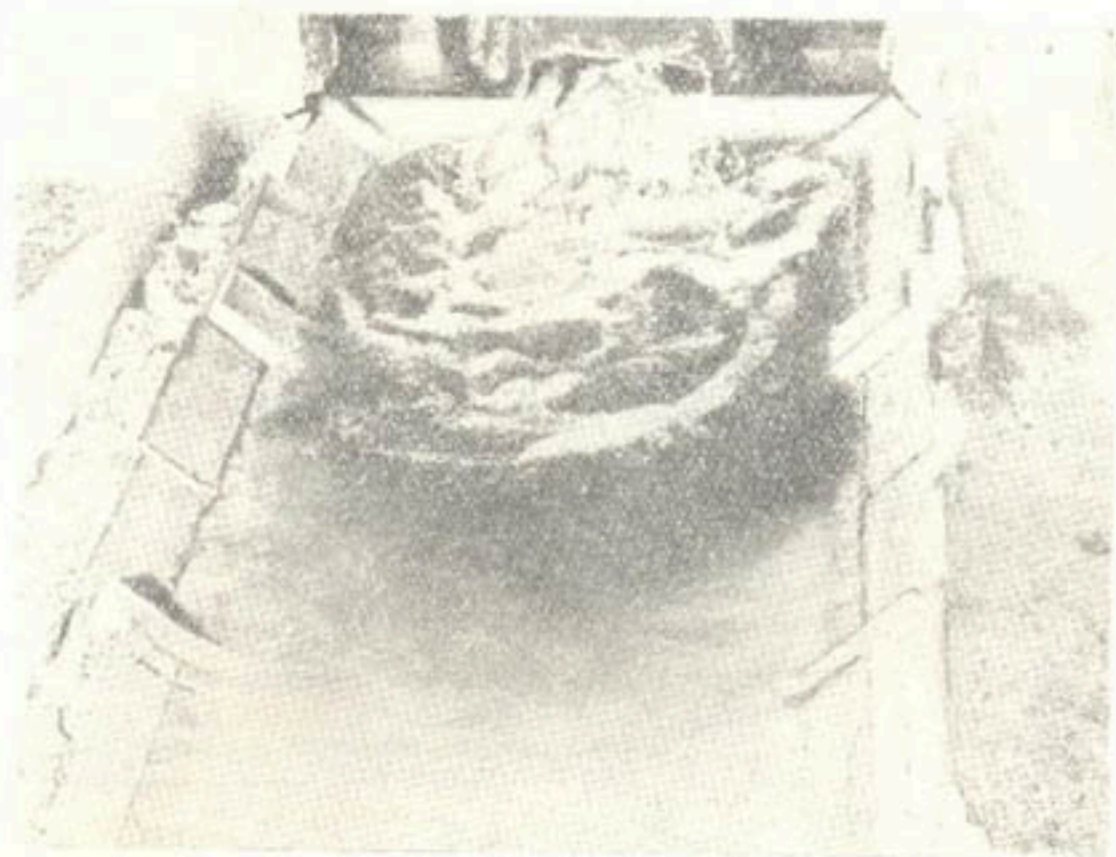


Рис. 2. Растекание струи в трапецидальном канале при истечении из прямоугольного отверстия.

5) выравнивание скоростей по течению и формирование нормальной эпюры (с выпуклостью в направлении течения) происходит на значительном расстоянии, свыше $(9-10)h''$ (h'' —вторая сопряженная глубина), что требует соответствующей длины крепления.

Вследствие неблагоприятного режима сопряжения возникла необходимость улучшить его конструктивными мероприятиями.

По проекту крепление нижнего бьефа осуществляется стандартными железобетонными плитами Гипроводхоза типов Л-1 и Л-2, поэтому устройство на них каких-либо гасителей было признано нецелесообразным по конструктивным соображениям. Кроме того, как показали опыты, простейшие типы гасителей, располагаемые на плитах, не улучшали заметно режима сопряжения.

При сложившихся обстоятельствах общее направление для решения поставленной задачи давали условия бессбойного сопряжения, высказанные Л. А. Машковичем: «Чтобы избавиться от боковых водоворотов при гидравлическом прыжке в трапецидальном призматическом русле, необходимо искусственно так распределить перед

прыжком глубины бурного потока по дну и откосам, чтобы все они, будучи сопряженными с глубинами спокойного потока в граничном (плоском) сечении прыжка, отстояли от этого сечения на расстояниях, равных длине прыжка* [2].

Таблица

Размеры элементов водовыпуска и параметры потока, см	Сим-вол	Проектный вариант расхода, л/сек			Рекомендуемый вариант расхода, л/сек		
		220	110	50	220	110	50
Диаметр водовыпуска	D_0	200	150	100	200	150	100
Глубина воды в водовыпуске	H_0	113	125	98	95	90	87
Напор над дном НБ	T_0	113	100	73	95	88	72
Ширина водобоя по дну	B	100	60	60	100	60	60
Глубина на водобое	H	50	45	32	47—50	42—45	30—32
Вторая сопряженная глубина*	h^*	48	41	26	48**	43,5**	33**
Длина прыжка	$l_{пр}$	211	182	116	207	188	144
Необходимая длина крепления***	$l_{кр}$	480	360	—	300	240	200
Ширина отверстия (по дуге)	B_0	77	53	52	95	60	44
Горизонтальный участок отверстия	b_r	77	53	52	34	18	14
Высота отверстия в средней части	h_0	17	12	8	19	16	10
Высота отверстия сбоку	h	17	12	8	2,5	1,5	0,8

* По формулам для каналов прямоугольного сечения. Фактические вторые сопряженные глубины будут меньше указанных.

** По погонным расходам в средней части ромбовидного отверстия.

*** По проекту в конце крепления предусматривается бетонный зуб глубиной 40 см.

Нетрудно видеть, что в рассматриваемом случае для создания условий, при которых граничное (плоское) сечение прыжка отстояло бы от первых сопряженных глубин на расстояниях, равных длине прыжка, необходимо уменьшить энергию струи в боковых частях отверстия. Очевидно, данное мероприятие можно осуществить снижением погонных расходов по краям отверстия, что может быть достигнуто только уменьшением в этих местах его высоты. В результате прямоугольное отверстие принимает более сложную форму, в дальнейшем условно называемую „ромбовидной“¹.

¹ Некоторые другие способы, создающие благоприятные условия сопряжения в трапециевидных каналах, в частности использование криволинейных затворов, описал Л. А. Машкович [2].

Приварка косынок в нижних углах закладной пазовой рамы и создание таким образом трапециевидного отверстия, аналогичного по воздействию на поток „ромбовидному“, должны повысить эффективность работы криволинейных затворов, так как это позволит увеличить центральный угол сверх рекомендуемого $\theta = 30^\circ$. Увеличение угла θ будет способствовать расширению потока в плане, что сократит длину участка сопряжения и крепления. Можно полагать, что приварка косынок окажется полезной и при проектировании обычных, плоских затворов. Однако предложенные конструктивные дополнения требуют экспериментальной проверки для установления количественных показателей.

Оптимальная форма и размеры ромбовидного отверстия, обеспечивающие бессбойное сопряжение для каждого из трех исследованных водовыпусков, находились опытным путем.

Отметим следующие особенности, характеризующие режим сопряжения при истечении струи через ромбовидное отверстие:¹

1) сопряжение происходит почти без образования сбойности, а высота волнения у берегов снижается в 2—2,5 раза по сравнению со случаем истечения струи через прямоугольное отверстие;



Рис. 3. Растекание струи в трапецидальном канале при истечении из ромбовидного отверстия.

2) на послепрыжковом участке формируется эюра с нормальным распределением скоростей по ширине и глубине потока. Это усматривается также из внешнего вида потока (рис. 3);

3) режим сопряжения может быть еще более улучшен с образованием совершенно стабильного бессбойного потока, если глубину в канале снизить на 2—3 см от проектной;

4) длина крепления, в зависимости от расхода водовыпуска, не превышает² (5,5—6,2) h'' .

Так как режим сопряжения целиком определяется параметрами бурного и спокойного участков потока, вполне понятно, что в каждом конкретном случае форму и размеры ромбовидного отверстия должны подбирать соответствующим образом. В первом приближении размеры его могут соответствовать приведенным на рис. 4.

¹ В двух случаях, в исследованных и рекомендованных к проектированию водовыпусках, величина T_0 несколько уменьшена (см. таблицу).

² Длина крепления назначалась в зависимости от характера распределения скоростей в поперечных сечениях потока (русло жесткое).

Необходимость придания отверстию ромбовидной формы может быть также обоснована следующими соображениями (при допущении плоскостного протекания процессов гашения энергии). Разобьем струю с расходом Q , вытекающую из прямоугольного отверстия, на элементарные струйки шириной b и погонными расходами $q = \frac{Q}{B_0} b$ (рис. 5).

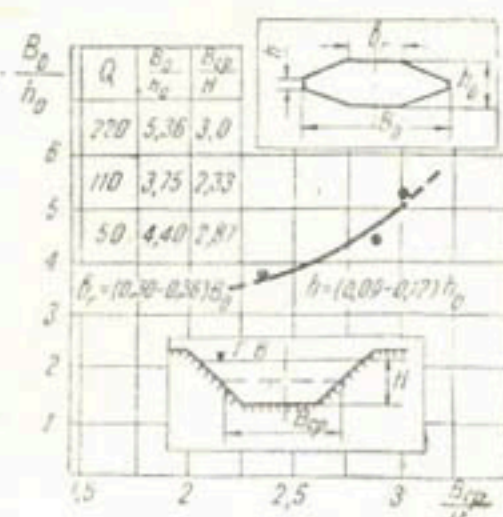


Рис. 4. График зависимости

$$\frac{B_0}{h_0} = f\left(\frac{B_{cp}}{H}\right).$$

требуется объем воды $W_1 = bl_1h_1$, где l_1 — продольный размер элементарного объема потока в нижнем бьефе со спокойным режимом.

Выделим из множества струек три характерные, падающие в различные точки трапецидального потока с глубинами h_1 , h_2 и h_3 . Очевидно, каждая из них на уровне горизонта воды в канале имеет одинаковый запас энергии $E = 9,81qh_3$, где H_3 — перепад в уровнях верхнего и нижнего бьефов.

Предположим, что для достаточно полного гашения энергии элементарной струйки I за счет гидравлических потерь¹ и, следовательно, снижения скорости до величины, допустимой из условий неразрывности грунта канала,

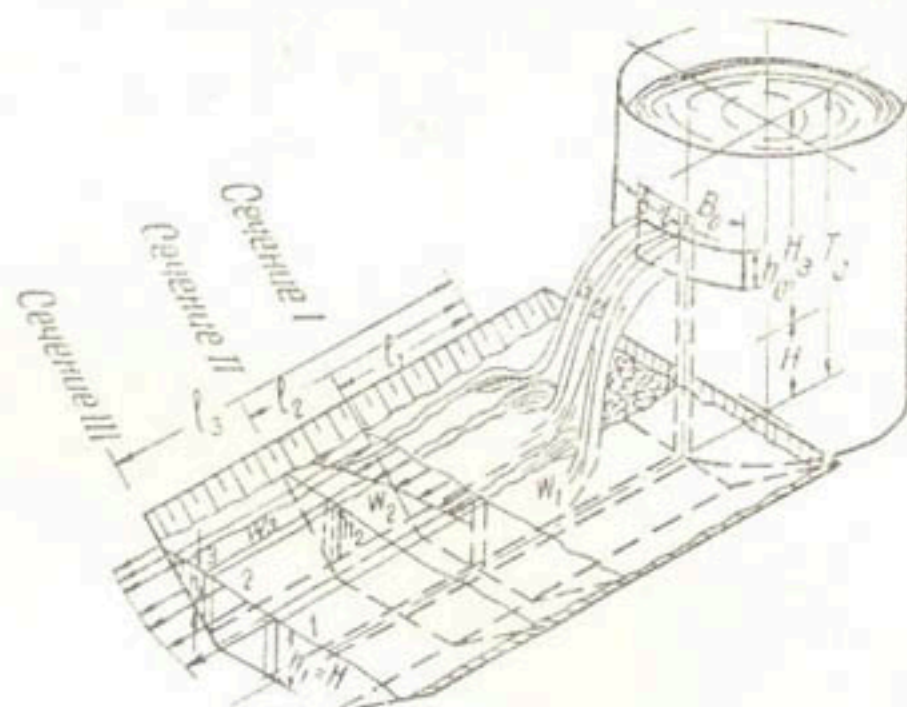


Рис. 5. Условная схема растекания струи прямоугольного сечения в трапецидальном канале.

Если допустить, что для гашения энергии элементарных струек 2 и 3 потребуется объем воды $W_2 = W_3 = W_1$, то, очевидно, при неравенстве глубин элементарных объемов, $h_1 > h_2 > h_3$, должно быть соблюдено и неравенство их продольных размеров, т. е. $l_1 < l_2 < l_3$. Отсюда следует, что при прямоугольном отверстии нельзя получить бесшумного сопряжения с нормальной эпюрой распределения скоростей в сечениях потока на расстояниях меньших l_3 от начала сопряжения.

¹ Предполагается, что $H > h''$.

Энергию элементарных струек нужно перераспределить по ширине отверстия, повысив ее содержание в центральных струйках по сравнению с ее запасом в боковых. Элементарные объемы W_1 , W_2 и W_3 — линейные функции глубины. Следовательно, энергия струи по ширине отверстия должна изменяться по такому же закону, т. е. отверстие должно иметь трапецеидальную форму или равноценную ей, в указанном смысле, — ромбовидную.

Отвлекаясь от схематизированного (плоскостного) рассмотрения растекания и гашения и учитывая, что между элементарными объемами W_1 , W_2 и W_3 происходит непрерывный обмен количеством движения, нужно полагать, что форма отверстия должна быть более сложной, чем ромбовидная, — очевидно, криволинейного очертания. Однако ввиду трудностей подбора и последующего изготовления такого отверстия его можно заменить ромбовидным, которое, как показали опыты, создает вполне удовлетворительный режим сопряжения.

Обобщая все сказанное, можно предложить еще одну формулировку условий, обеспечивающих оптимальный режим сопряжения.

Для получения бессбойного сопряжения с нормальной эпюрой скоростей на послепрыжковом участке необходимо назначить ширину и высоту струи (отверстия) в соответствии с шириной и глубиной потока в нижнем бьефе, распределив энергию по ширине струи таким образом, чтобы она (энергия) находилась в некотором, вполне определенном для каждого частного случая, отношении с теми объемами потока нижнего бьефа, в которых происходит ее рассеивание.¹

Справедливость таких условий непосредственно вытекает также из общеизвестных уравнений теории сопряжения бьефов:

$$h' = \frac{q}{\sqrt{2g(p + H_0 - h')}} = f(E);$$

$$h'' = 0,5h' \left[\sqrt{1 + \frac{8q^2}{g(h')^3}} - 1 \right] = f(E);$$

$$l_{\text{пр}} = 2,5 (1,9h'' - h') = f(E);$$

$$W_{\text{пр}} = bl_{\text{пр}}h'' = f(E)$$

(h' и h'' — сопряженные глубины; $l_{\text{пр}}$ и $W_{\text{пр}}$ — длина и объем прыжка, E — энергия потока).

Из сопоставления первого и последнего равенств следует, что для погашения энергии бурного потока E требуется строго определенный объем воды $W_{\text{пр}}$.

Эти равенства связывают также условия бессбойного сопряжения, высказанные Л. А. Машковичем, с условиями, приведенными в настоящей статье.

ВЫВОДЫ

Ромбовидное отверстие значительно улучшает режим сопряжения в трапецеидальном канале, способствует быстрому растеканию струи на коротком участке водобоя и ликвидирует сбойность. Размеры ромбовидного отверстия должны находиться в некотором, строго опреде-

¹ — общее решение поставленной задачи с рядом допущений и доведением в отдельных частных случаях до количественного определения необходимого объема водяной подушки для погашения избыточной энергии потока произведено А. А. Кадыровым [3].

ленном соотношении с параметрами потока в нижнем бьефе. Установление необходимых и достаточных размеров ромбовидного отверстия пока что может быть выполнено только опытным путем.

ЛИТЕРАТУРА

1. К о к а я Н. В., К р а в ч е н к о Л. З. Исследования водовыпусков из закрытой оросительной сети, Труды Среднеазиатского Ордена Трудового Красного Знамени научно-исследовательского института ирригации, вып. 100, Ташкент, 1960.
2. М а ш к о в и ч Л. А. „Гидротехника и мелиорация“, 1957, № 5.
3. К а д ы р о в А. А. Исследование рассеивания избыточной энергии и местных размывов в нижних бьефах водопропускных сооружений, Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук, Ташкент, 1959.

А. М. МУХАМЕДОВ

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ И РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОМЫВУ НАНОСОВ НА ГИДРОУЗЛАХ

В настоящей работе даны общие принципы промыва верхних и нижних бьефов гидроузлов сооружений на основе исследования отдельных гидроузлов с учетом особенностей их компоновки и эксплуатационных условий того или иного узла.

В основу положены специальные исследования автора и другие материалы по занесению и промыву наносов.

ОСНОВНЫЕ ПРИЧИНЫ ИНТЕНСИВНОГО ЗАНЕСЕНИЯ ВЕРХНИХ И НИЖНИХ БЬЕФОВ ГИДРОУЗЛОВ

Русло верхнего бьефа в зоне кривой подпора при низконапорных плотинах (подпор 3—4 м) в основном заиляется в течение двух-трех лет, а с подпором до 7 м — пяти-шести. В дальнейшем верхний бьеф заносится более крупными наносами, а поперечный и продольный профили русла почти приближаются к бытовым условиям реки. Затем наносы интенсивно поступают в нижний бьеф. Благодаря значительному забору воды без наносов поток в нижнем бьефе не имеет достаточной транспортирующей способности. Начинается интенсивное отложение наносов в нижнем бьефе вблизи плотины.

Основные причины сильного занесения бьефов гидроузлов и ухудшения условий эксплуатации следующие.

1. Наблюдается подпор и значительное ослабление транспортирующей способности потока, а также малый объем чаши верхнего бьефа для аккумуляции наносов.

2. Отмечается высокий процент водозабора в одном месте без наносов.

3. При компоновке гидроузлов не всегда учитывается последующее переформирование русла в бьефах плотины и изменение динамической оси потока.

4. Неправильно эксплуатируются сооружения узла и не принимаются своевременно меры по устранению дефектов.

5. Недооцениваются эффективные эксплуатационные мероприятия по улучшению состояния сооружений узла путем периодических промывов наносов, или же промыв через сбросные и промывные отверстия организуется неправильно, обычно проводимые промывы носят случайный характер и не увязываются с режимом реки.

6. В узлах с большим (до 100) процентом водозабора (в межень период забирается весь расход реки) основное переформирование

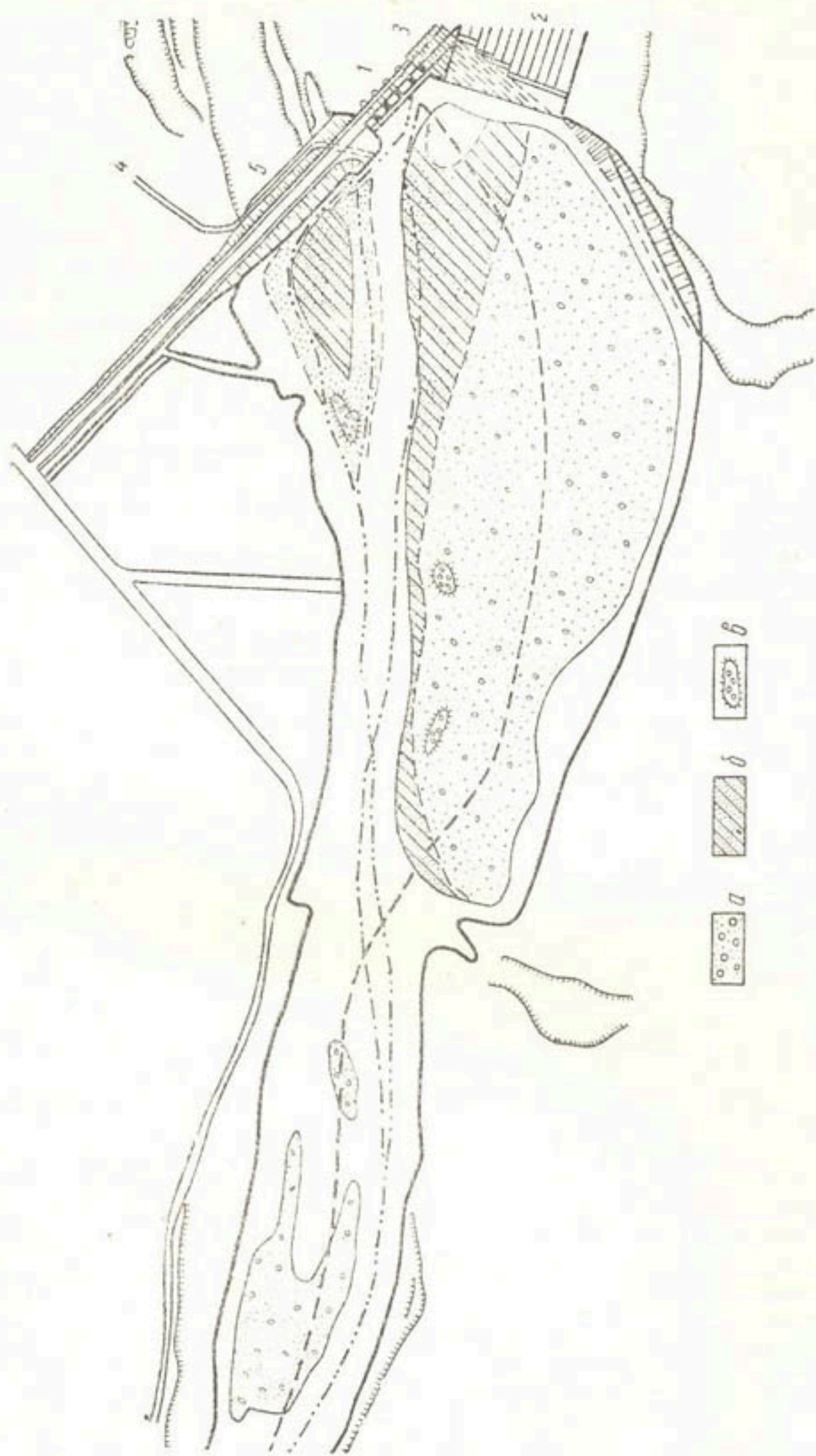


Рис. 1. Схема верхнего бьефа плотины на р. Чирчик.

1—плотина, 2—водоприемник, 3—промысловый канал, 4—иригационный канал, 5—земляная плотина; а—граница отмени 1950 г., б—граница отмени 1953 г., в—строительные отвалы. Жирная линия—урез воды, пунктир с точкой—стражень потока за 1930—1931 гг., пунктир с двумя точками—стражень потока за 1933 г.

русла и перемещение наносов происходят в направлении водоприемника. В результате дно перед порогом водоприемника значительно поднимается. В этот период водозабор становится лобовым вместо первоначальной идеи водозабора на кривом участке реки. При больших паводковых расходах благодаря значительным погонным сбросным расходам через плотину в узком фронте (по сравнению с меньшими погонными расходами в широком фронте перед водоприемником) наблюдается новое переформирование русла с большими глубинами по направлению плотины и забрасывание подходного фронта водоприемных сооружений (паводок 1949, 1952, 1959 гг. на р. Чирчик; рис. 1, 2).

7. При глухих водосливных плотинах незарегулированность отметки горизонта воды не позволяет вести надлежащей борьбы с донными наносами, предупреждать попадание их в каналы и эффективно промывать наносы через промывные карманы (Первомайская плотина на р. Зеравшан; рис. 3).

Регулировка шандорами и отсутствие автоматических затворов на водоприемнике не обеспечивают маневренность в распределении расходов по сооружениям и регулировку горизонтов в период прохождения паводков. Такие недостатки узла приводят к неправильной эксплуатации и, как следствие, неправильному распределению наносов и переформированию русла в бьефах плотины, а также недостаточному использованию идеи компоновки узла в целом (Кампырраватская плотина ферганского типа на р. Карадарье).

8. В некоторых случаях происходит завал головного участка канала крупными песчаными наносами непосредственно за регулятором вследствие недостаточности высоты выбранной отметки порога и др., что уменьшает входное сечение канала. При этом необходимо наращивать порог для увеличения напора на плотине (Куйганярская

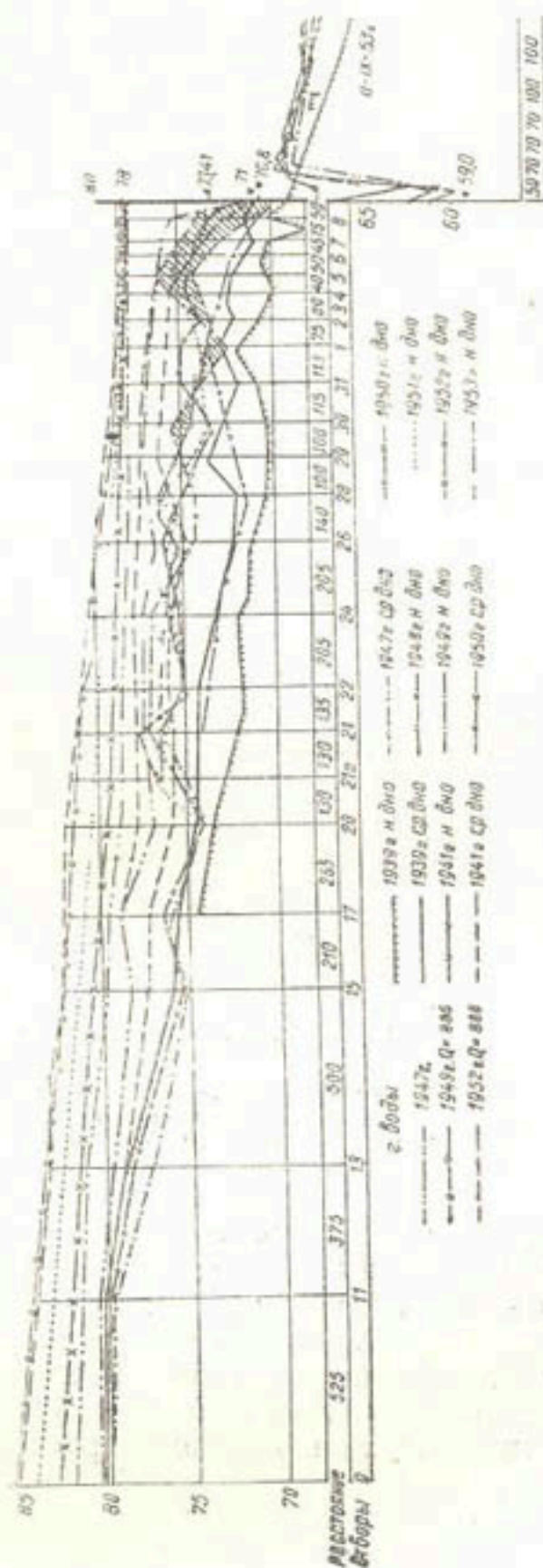


Рис. 2. Продольные профили горизонтов воды мгновенной съемки и русла по средним и наименьшим отметкам в бьефах гидроузла (заштрихованная часть — объем смыта в 1949 г.).

плотина на р. Карадарье) и промывать наносы на головном участке.

Для обеспечения нормальной работы гидроузлов должно быть учтено следующее.

1. Незнание режима наносов реки, их изменения в условиях подпора и неправильная эксплуатация вступающих в строй узлов в начальный период ускоряют занесение верхнего бьефа. Например, поддержание горизонтов ниже проектных приводит к подтягиванию крупных наносов из верхних участков верхнего бьефа непосредственно к сооружениям. Незаконченность той или иной части сбросных и водозаборных сооружений, а также несвоевременная уборка строительных перемычек и временных отвалов (дамб) в русле являются причиной иного распределения расходов, скоростей и наносов в верхнем бьефе, чем предусмотрено проектом.

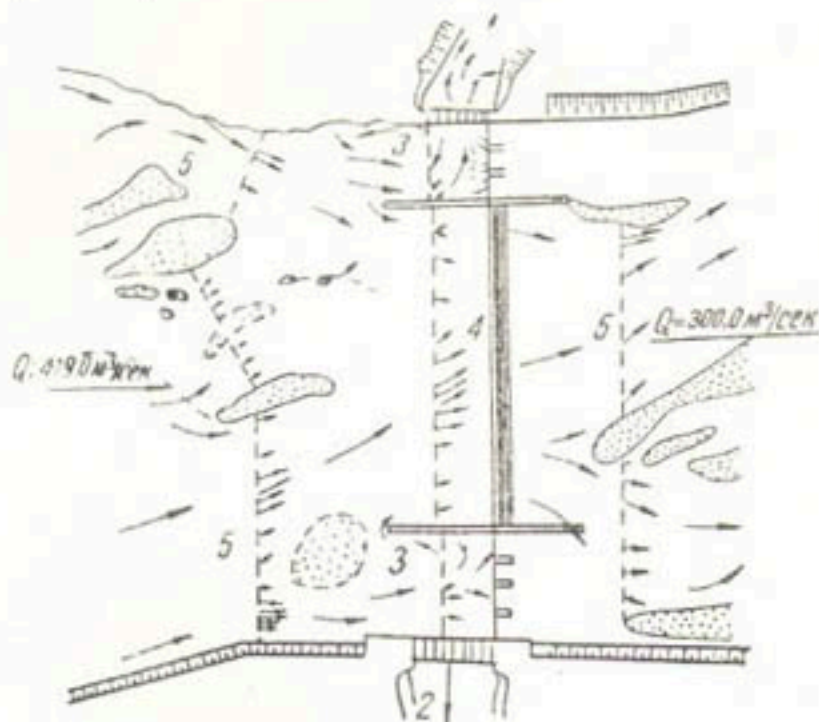


Рис. 3. Схема водозаборного узла (плотины им. 1-го Мая).

1—левобережный канал ($Q=71 \text{ м}^3/\text{сек}$), 2—правобережный канал ($Q=48 \text{ м}^3/\text{сек}$), 3—промывные шлюзы (карманы), 4—водосливная плотина, 5—замеренные поверхностные скорости и их направление.

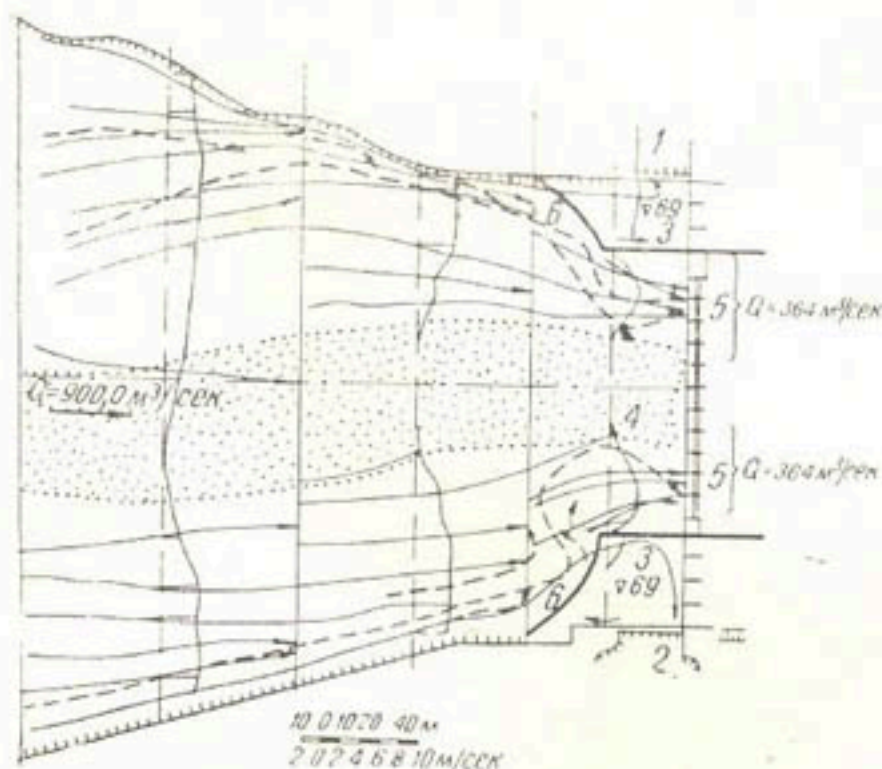
2. При вводе в эксплуатацию новых сооружений в зависимости от наносного режима горного и предгорного участков реки необходимо сразу же поддерживать проектные максимальные горизонты, чтобы создать условия для остановки донных наносов в пределах выклинивания кривой подпора, снизить процент заиления низовой части чаши верхнего бьефа, причем в эксплуатации ферганского типа плотин с зарегулированным подводящим руслом поддержание высоких горизонтов необязательно.

3. В период нормальной эксплуатации особое внимание должно быть обращено на маневрирование щитами сбросных и промывных отверстий в увязке с режимом реки, чтобы не вызвать нежелательные течения потока; правильная организация открытий сбросных отверстий обеспечит естественный полезный смыв отложений верхнего бьефа и улучшит условия подхода потока к водоприемнику.

4. Компонировка гидроузлов вновь проектируемых или реконструируемых (плотина им. 1-го Мая на р. Зеравшан) должна быть увязана с учетом процесса промыва верхнего бьефа. Постоянно действу-

ющие (промывные) отверстия плотины следует располагать на низких отметках в один фронт с разборчатой плотиной (рис. 3, 4).

5. В низовьях рек, где топографические условия¹ и сложность ложа реки из легкоразмываемых мелкопесчаных наносов не позволяют поддерживать высокие горизонты в верхнем бьефе (проектируемые гидроузлы в низовьях Аму-Дарьи и Сыр-Дарьи, Кызыл-Ординская плотина), в первом приближении можно рекомендовать следующий порядок эксплуатации. В зимний период и межень целесообразнее работать



Для обеспечения нормальной работы гидроузлов и устранения вышеуказанных затруднений от занесения бьефов выработка методики промыва имеет важное принципиальное значение в эксплуатации каждого конкретного объекта.

Своевременная и правильная организация регулярных промывов верхних и нижних бьефов гидроузлов обеспечивает наименьшее заиливание и поддержание объема бьефов на известном благоприятном минимуме, нормальную подачу поливной воды в вегетационный период, снижает непроизводительные потери электроэнергии ГЭС, связанные со сбросом воды при промыве.

Систематическим промывом можно сохранить стационарность характера течения в водоеме для создания благоприятных условий подхода потока к фронту водоприемников, предотвратить завал наносами входных частей и отверстий донных промывных галерей и другие стихийные проявления работы потока.

Таковыми мерами являются также регулировочные работы в верхнем и нижнем бьефах гидроузлов¹.

СХЕМА ПРОЦЕССА ПРОМЫВА И ПРОМЫВНОГО ДЕЙСТВИЯ ПОТОКА

Для характеристики процесса промыва и промывного действия потока ниже приведены примеры из опытных промывок в натуре и на модели.

Пример 1. Чтобы выяснить состояние чаши верхнего бьефа Газалкентской плотины на р. Чирчик, установить методику промыва наносов и создать наилучший подход потока к фронту водоприемника, дважды производили снижение горизонта воды: первое в пике паводка и второе при его спаде.

Первое снижение горизонта воды. При напоре на пороге 7 м оно достигло 2 м у плотины и сохранялось в течение 2 час. Следовательно, имело место частичное снижение горизонта верхнего бьефа, при котором обеспечивалось поступление необходимого ($180 \text{ м}^3/\text{сек}$) расхода в канал для гидростанций каскада.

1949 г. был многоводным, и в верхнем бьефе произошли значительные деформации русла, создавшие неблагоприятные условия подхода потока к водоприемнику (значительный отход стрежня потока влево, завал наносами фронта водоприемника и правобережного потока).

Расход реки в начале промыва составил $797 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Данные распределения расходов воды по отверстиям сооружений и план течений при наибольшем снижении (рис. 5) свидетельствуют о возрастании сосредоточенного сброса через пролеты плотины с понижением горизонта воды. С прекращением сброса воды в количестве $120 \text{ м}^3/\text{сек}$ через шестую камеру отстойника в нижний бьеф погонный расход по фронту был примерно в два раза больше, чем по фронту водоприемника и промывных галерей, причем на первых пролетах плотины погонный расход доходил до $8-10 \text{ м}^3/\text{сек}$, а на фронте (длина 122 м) водоприемника — $3,0-3,5$. В результате этого неправильного маневрирования щитами при снижении горизонта произошел свал потока влево.

¹ В данной работе рассматривается участок русла в пределах кривой подпора в верхнем бьефе 5—6 км ниже плотины гидроузла. Однако в период паводка благодаря изменению естественного режима наносов в нижнем течении могут произойти значительные переформирования русла с блужданием и размывом берегов русла.

При снижении горизонта воды у плотины на 2 м размыв распространился на 500—600 м вверх по течению, где снижение уровня воды составляло уже только 12 см.

Общая длина кривой спада 800 м. При снижении горизонта воды на 2 м поверхностные скорости потока при подходе к сооружению для стрежня составили 3,5—4,0 м/сек против 2,0—2,5 до промыва, т. е. в период снижения горизонта воды скорости потока увеличились в 1,5—1,8 раза.

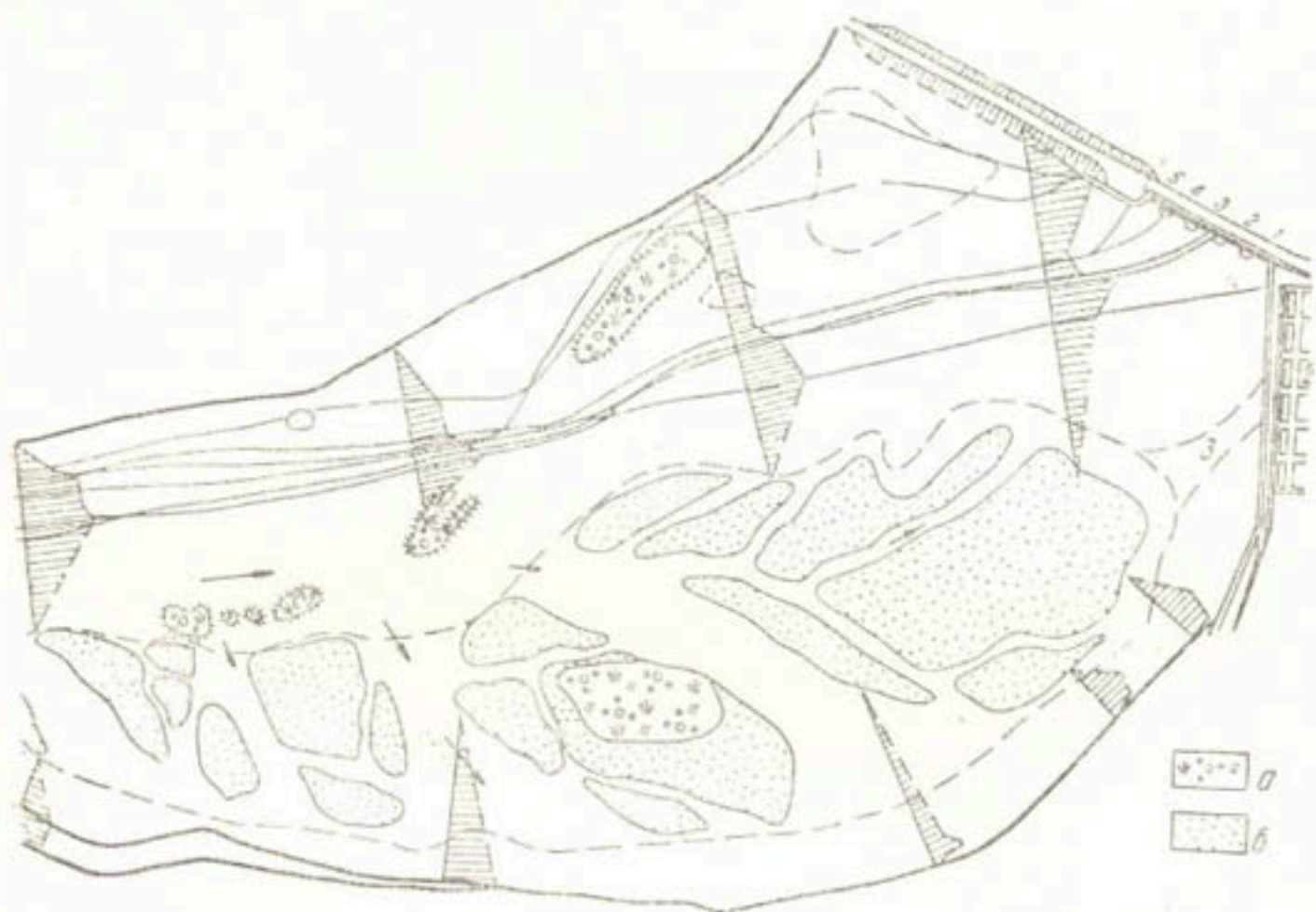


Рис. 5. Схема верхнего бьефа плотины во время паводка с показанием движения поверхностных струй.
1—плотина, 2—водозабор, 3—мертвая зона воды; а—строительные отвалы, б—отмели.

Анализ проб мутности и характера протекания потока показал, что промыв был очень эффективным, мутность увеличилась в 60—80 раз (с 0,23—0,34 до 18,7 кг/м³), однако снижение горизонта ухудшило условия подхода воды к водоприемнику, так как стрежень центрального потока переместился влево и водоприемник оказался в стороне.

Таким образом, снижение горизонта воды в паводок для формирования верхнего бьефа дало отрицательные результаты. Причина — неправильное маневрирование щитами сооружений при незарегулированном русле верхнего бьефа.

Второе снижение горизонта воды. Для промыва отложений непосредственно перед водоприемником и улучшения условий подхода к нему произвели снижение горизонта воды на 2 м при расходе реки 476 м³/сек в период спада паводка.

Щиты плотины были полностью закрыты, осуществлялся водозабор в канал 180 м³/сек для обеспечения работы ГЭС, сбросной расход достигал 296 м³/сек. Промыв длился 7 час.

Постепенно центральный проток перемещался вправо, в результате усиленно размывалась левая часть большого острова в верхнем бьефе перед водоприемником по всей длине.

Дальнейшее снижение горизонта воды усилило смыв левой части острова, причем сначала обнаженная часть подмывалась, а далее обрушивалась глыбами в сторону бурного течения, где уже поток транспортировал продукты размыва к отверстиям.

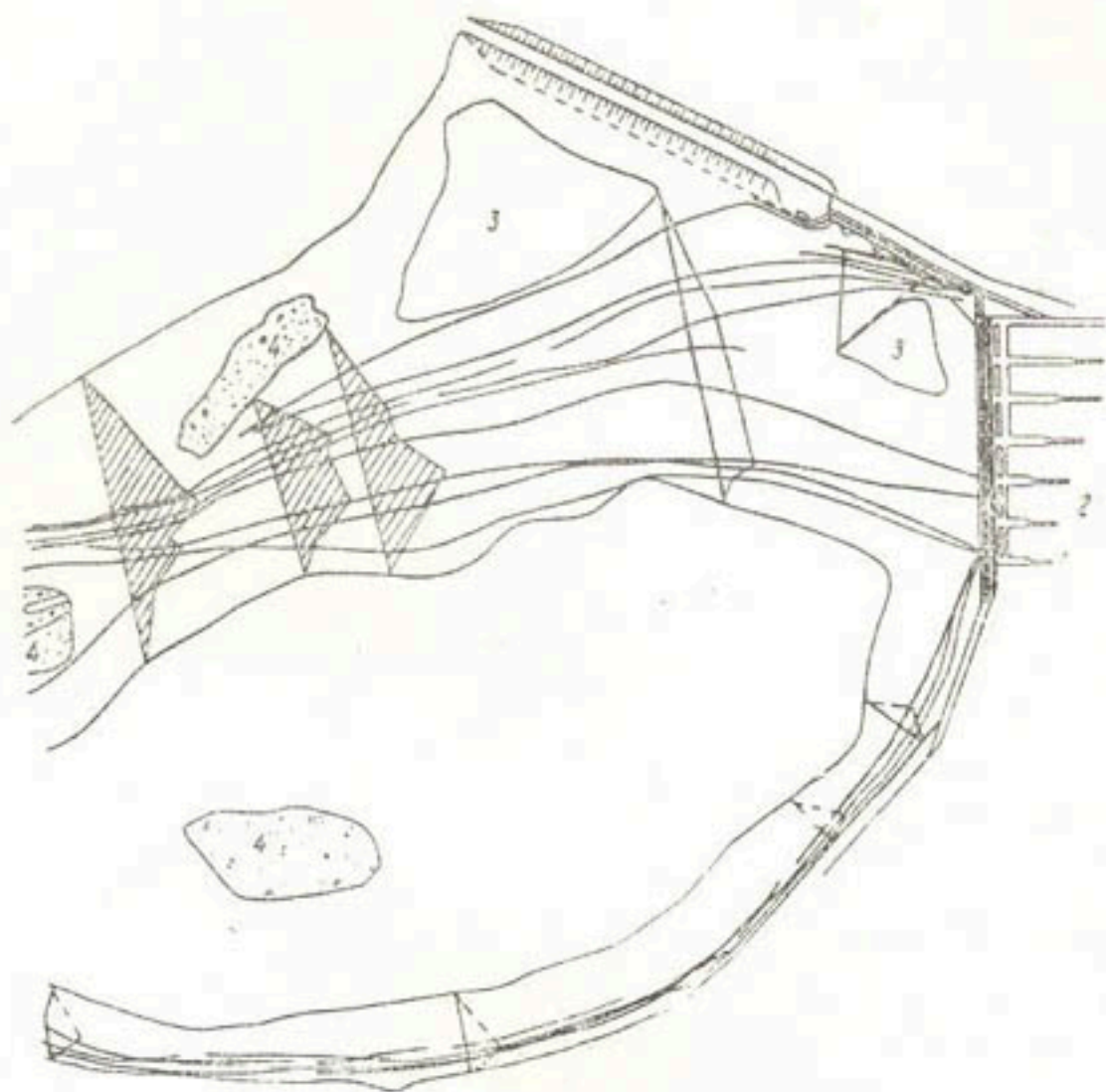


Рис. 6. Схема верхнего бьефа плотины во время его промыва с показанием движения поверхностных струй.

1—плотина, 2—камеры отстойника, 3—подводные отмели, 4—остров. Заштрихованы—строительные отвальные отмели.

Снижение горизонта воды на 2 м уже дало размыв русла в глубину и длину, что было отмечено по распространению мутности и падению горизонта воды вверх по течению.

В конце максимального снижения горизонта воды (на 2 м) острова обнажились на 0,8—1,0 м длина интенсивно размываемого участка составила 200 м. Смыв наносов происходил на длине 500—600 м, и кривая спада распространялась до 800 м, понижение горизонта воды здесь равнялось 15 см (рис. 6). Поверхностные скорости потока в период промыва увеличились в два раза по сравнению со скоростью потока при нормально подпертом горизонте.

Наивысшая средняя мутность потока верхнего бьефа — 19,50 г/л по сравнению с мутностью 0,05 г/л при нормально подпертом горизонте, что почти одинаково с мутностью при первом промыве с расходом реки 797 м³/сек.

Мутность потока при выходе из промывных галерей в момент наибольшего снижения достигала 285,2 г/л, в пробах был уловлен гравий размером 2—4 см, что свидетельствует о смыве более крупных гравелистых наносов, составляющих значительную часть отложений перед водоприемником.

По фракционному составу наносов в пробах видно, что при постепенном снижении горизонта воды сначала смывались мелкие фракции и далее, во второй стадии, уже крупные галечниковые фракции наносов, главным образом со стрежня реки.

В конце промыва формируются устойчивые протоки в отложениях верхних участков верхнего бьефа. С установлением такого устойчивого русла интенсивность промыва ослабевает и дальнейший промыв не эффективен, так как поток слегка размывает дно русла, а с боков резких обрушений не происходит. Мутность потока резко падает, хотя и не достигает бытовой. Следовательно, дальнейший промыв ведет к непроизводительным потерям воды.

Опытные промывы на плотине показали, что эффективность промыва зависит от промывного расхода. Большой промывной расход (например, паводковый) создает дополнительный подпор за счет бокового сжатия перед сбросными отверстиями, вследствие чего уменьшается скорость течения и соответственно эффективность промыва.

Слишком малый промывной расход не обладает достаточной транспортирующей способностью, и объем смытых наносов за первый период промыва очень мал (например, промыв с расходом 100 м³/сек в 1942 г.).

По данным опытных промывов на плотине в 1942, 1946, 1949, 1952 и 1956 гг. оптимальным промывным расходом можно считать расход порядка 450—500 м³/сек, т. е. примерно 2 $Q_{\text{ср}}$, где $Q_{\text{ср}}$ — среднегодовой расход реки. Такой расход можно свободно пропускать через промывные отверстия с обеспечением водозабора в деривацию. Чтобы получить наибольший эффект от промыва, длительность его должна быть не менее 8—10 час., а горизонт воды нужно снизить как можно больше (2,5—3,0 м). Для ликвидации блуждания потока в расширенной части водоема и создания устойчивого подхода потока к водоприемнику необходимо устроить выправительные сооружения в верхнем бьефе, которые обеспечат более эффективный промыв наносов даже при малых (300—350 м³/сек) расходах реки (такая регулировочная работа по нашей рекомендации уже осуществлена).

Опытные промывы в натуре, а также в лаборатории показали, что кратковременные повторные промывы более эффективны, так как при повторном подъеме уровня воды происходит набухание масс наносных отложений и нарушается их устойчивость, а при вторичном снижении горизонта имеет место новый интенсивный смыв наносов с большим насыщением потока.

Падение эффективности промыва в зависимости от длительности характеризуется кривыми связей количества смываемых наносов — $q_{\tau} = f(t)$ и удельного насыщения промывного потока — $g = f(t)$, а также кривой связи длины распространения промыва по времени $x = f(t)$. Эти кривые при различных открытиях по данным модельных исследований приведены на рис. 7.

В графиках q_{τ} — количество смываемых наносов, кг, g — удельное насыщение промывного потока, г/л. На рис. 8 даны графики $g = f(t)$ для натуре при промыве верхнего бьефа Газалкентской плотины 30. VII 1949 г.

Если максимальная мутность воды в промывной галерее достигается при наибольшем снижении горизонта воды, то для воды, проходящей через щитовые отверстия плотины, максимальные мутности будут в начале снижения.

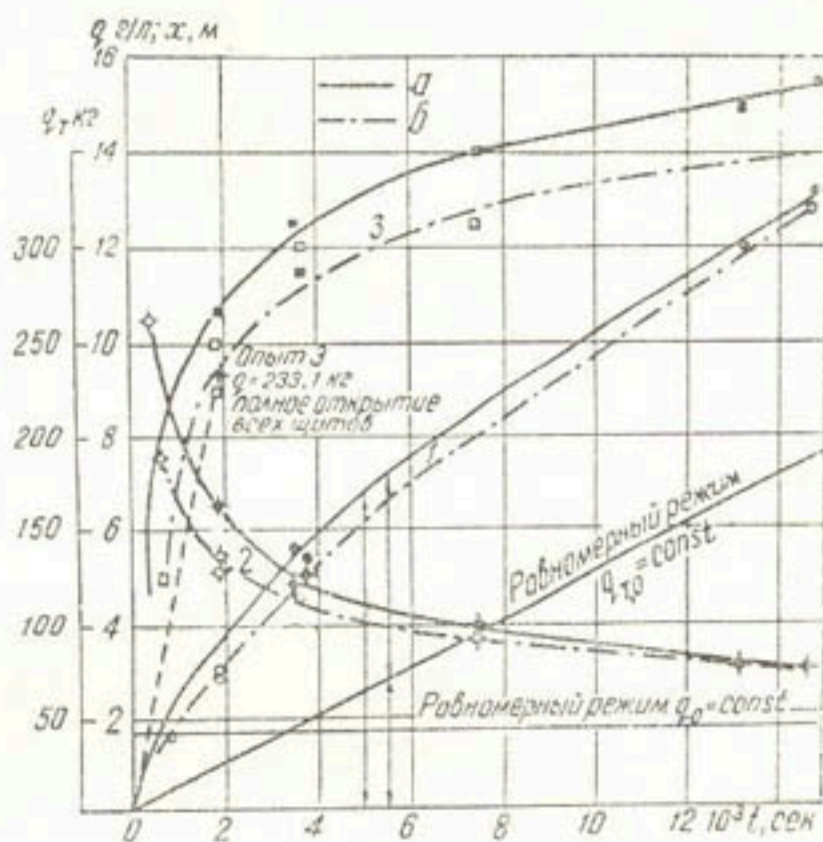


Рис. 7. График $q = f(t)$ (1), $g = f(t)$ (2) и $x = f(t)$ (3).
 $q = 7$ л/сек, $g = 1,7$ з/л.

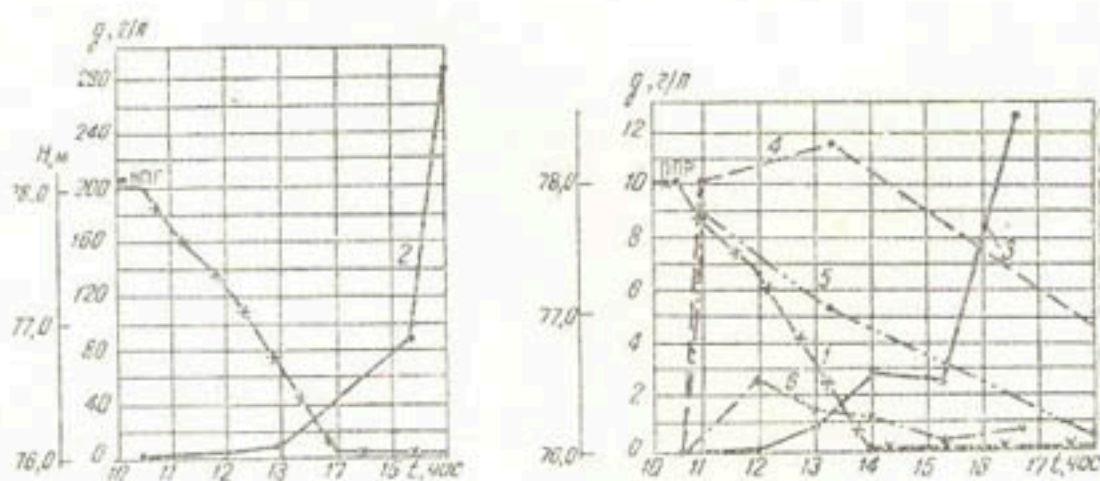


Рис. 8. Графики изменения удельного насыщения $g = f(t)$ и горизонта во времени при промыве верхнего бьефа гидроузла.

1— $H = f(t)$ верхнего бьефа. 2— $g = f(t)$ для промывной галереи № 3 в нижнем бьефе у выхода (стрелка потока). 3—верхний бьеф перед камерой № 2 (стрелка потока). 4—верхний бьеф плотины (отверстие № 1). 5—нижний бьеф у левого устоя плотины. 6—верхний бьеф перед камерой № 5.

За два снижения горизонта воды в паводок 1949 г. ориентировочный объем смыва в пределах 800 м от плотины составил 124404 м³. На графике (рис. 9) показана кривая объемов занесения верхнего бьефа плотины, аккумулирующей способности бьефа и транзита наносов в нижний бьеф.

Пример 2. На Кампырраватской плотине, ферганского типа, построенной в 1940 г., вследствие занесения и подъема дна нижнего бьефа на 1,5 м уменьшилась пропускная способность плотины. По дан-

ным полевыми исследованиями 1950 г., при максимально подпертом горизонте воды в верхнем бьефе, отвечающем пропуску расчетного расхода $1400 \text{ м}^3/\text{сек}$, полном открытии всех отверстий плотина фактически пропускала около $500 \text{ м}^3/\text{сек}$, т. е. через 10 лет эксплуатации пропускная способность плотины была примерно в 2,8 раза меньше расчетной. Это требовало специальных мер по борьбе с занесениями бьефов. В паводок 1951 г. (в последней декаде мая) при снижении горизонта воды сброс больших расходов производили сосредоточенно-постепенным открытием отверстий плотины со стороны водозабора (с левой стороны плотины). Сброс излишней воды достиг $200\text{—}300 \text{ м}^3/\text{сек}$, а в пике (30—31 мая)— $500 \text{ м}^3/\text{сек}$. В результате была смыта значительная часть отложений у плотины. Так, из общего объема 244000 м^3 в верхнем бьефе объем смыва составил 144000 м^3 на длине 1640 м считая от плотины. Выше по руслу на участке длиной 440 м объем наносов составил 4404 м^3 .

Слой смыва отложений по створам колеблется от $0,6$ до $1,8 \text{ м}$. Средняя отметка дна у плотины по сравнению с 1950 г. снизилась на $0,6 \text{ м}$.

В нижнем бьефе на исследованном участке длиной 4 км с 20 октября 1950 г. по 20 ноября 1951 отложилось 86000 м^3 наносов. Однако сбросной поток от плотины на участке длиной около 1 км выработал русло шириной $70\text{—}80 \text{ м}$, глубиной в начале $1,5 \text{ м}$. На километровой длине русла смыто 85000 м^3 .

Съемка русла нижнего бьефа показала, что через исследованный участок в паводок транзитом прошло 208000 м^3 донных наносов (рис. 10—11).

Фактором, определяющим промыв верхнего бьефа при наибольшем сбросе, было открытие всех отверстий плотины на кривом спаде, при этом средний уклон водной поверхности увеличился с $0,002$ до $0,04$.

Опыт промыва в паводок 1951 г. показал следующее.

1. В начале паводка с расходом $350\text{—}480 \text{ м}^3/\text{сек}$, со сбросом излишней воды в количестве $200\text{—}250 \text{ м}^3/\text{сек}$ и частичным снижением горизонта верхнего бьефа с равным открытием всех отверстий плотины наблюдался некоторый подпор с нижнего бьефа, происходил смыв наносов из верхнего бьефа и частичное отложение их в нижнем.

2. При последующем расходе паводка $550\text{—}620 \text{ м}^3/\text{сек}$ благодаря более сосредоточенному сбросу расходов (около $450\text{—}500 \text{ м}^3/\text{сек}$) через пять отверстий плотины, произошло резкое снижение горизонта воды и смыв отложений в нижнем бьефе; при этом сбросной поток выработал русло в отложениях менее чем за сутки.

3. При спаде паводковых расходов до $400\text{—}450 \text{ м}^3/\text{сек}$ со сбросом из-под щита излишней воды в количестве $250\text{—}300 \text{ м}^3/\text{сек}$ отмечен процесс отложений наносов в верхнем бьефе; опять образовалась отмель перед плотинной, разделив русло на два протока. Она состояла из наносов со

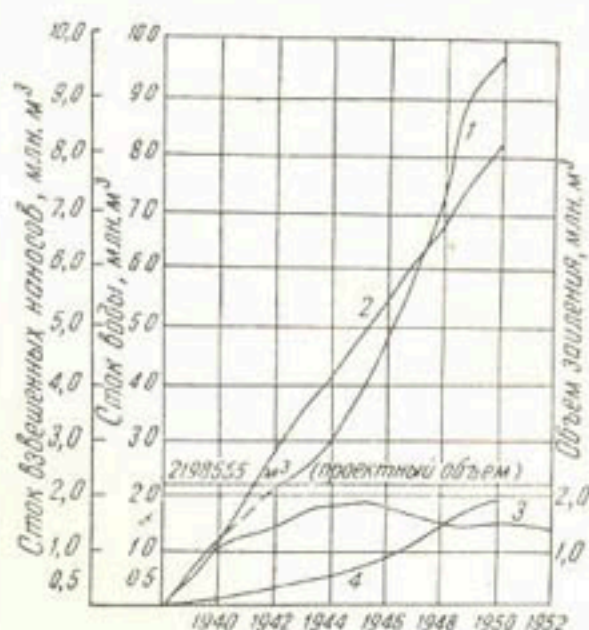


Рис. 9. Зависимость объема отложений наносов от времени в верхнем бьефе Чирчикской плотины.

1 — сток взвешенных наносов, 2 — сток воды, 3 — объем заиления, 4 — сток донных наносов.

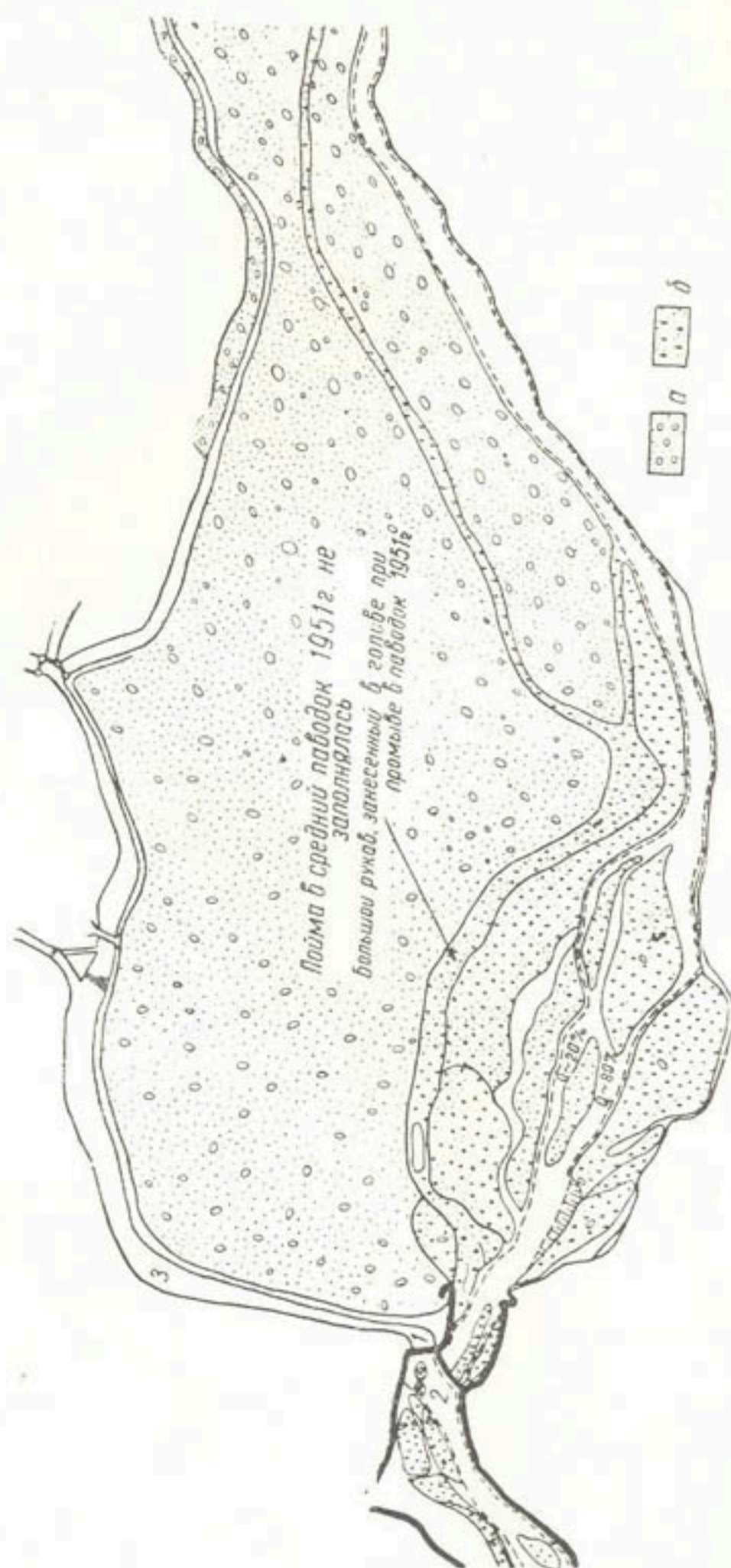


Рис. 10. Русло реки и бьефы плотины (октябрь 1951 г.).

1—водозабор, 2—плотина, 3—отводящий канал; а—крупный галечник с гравием, б—гравелисто-песчаные наносы.

средним диаметром 25 мм и размером наибольших камней порядка 100 мм, тогда как перед паводком 1951 г. эта отмель слагалась из наносов со средним диаметром 50 мм и размером наибольших камней 180 мм.

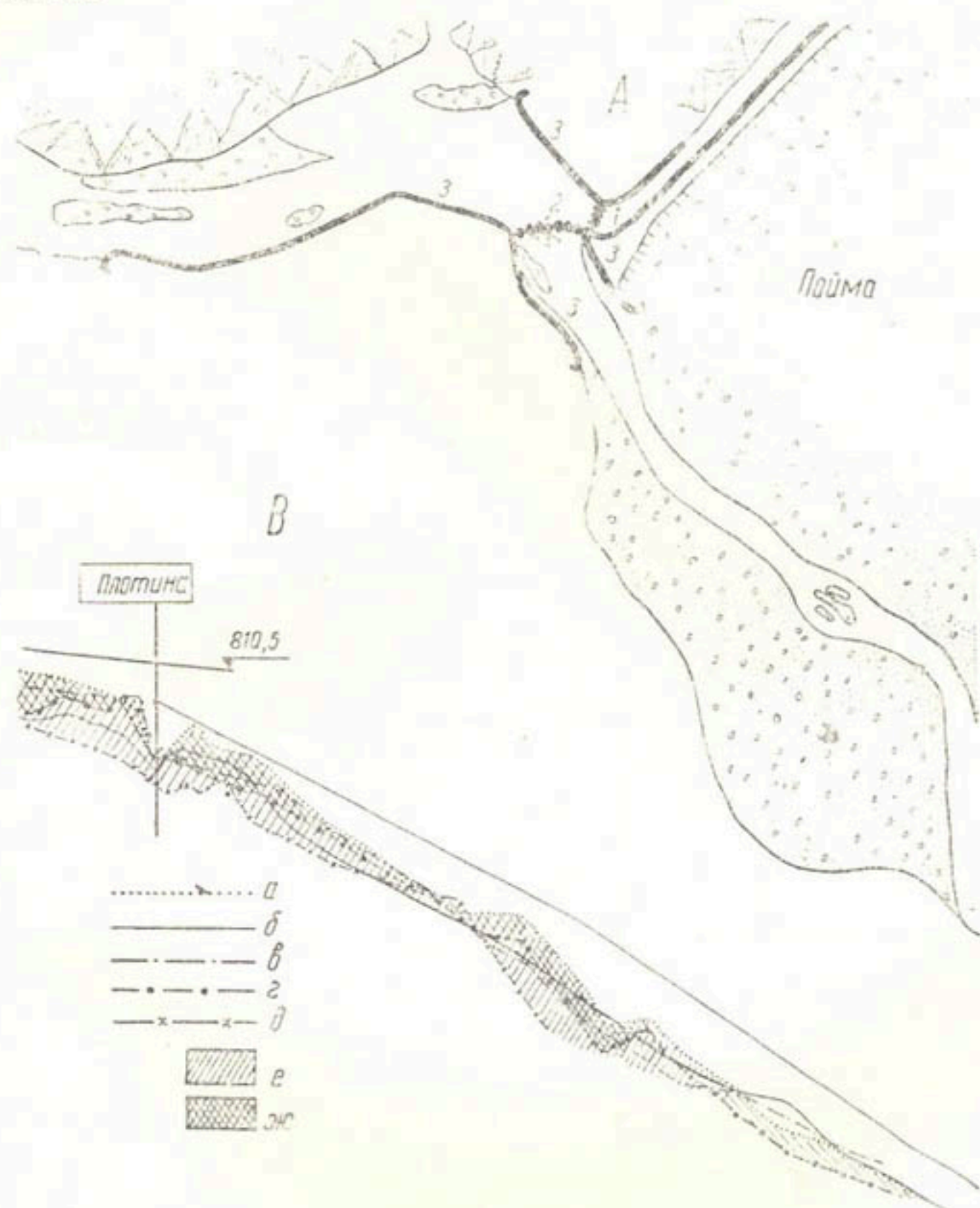


Рис. 11. Схема (А) и продольный профиль (В) русла р. Карадарьи у Камнораватской плотины (20.VII 1953), $Q = 125 \text{ м}^3/\text{сек.}$

1—водозабор, 2—плотина, 3—регулирующе-защитные дамбы; а—средняя отметка дна 1930 г., б—средняя отметка дна 1951 г., в—размыв в паводок 1952 г., г—средняя отметка дна 1952 г., д—средняя отметка дна 1940 г., е—заиление 1940—1950 гг., ж—объем размыва в паводок 1952 г.

Для уточнения методики промыва изучался режим работы гидроузла в паводок 1952 г. Излишнюю воду сбрасывали последовательным открытием отверстий плотины со стороны регулятора в пике паводка и сосредоточенным сбросом средними отверстиями при спаде паводка.

Паводок 1952 г. отличался от паводка 1951 г. и предыдущих лет продолжительностью больших расходов в мае и июне. В этот период расходы держались на уровне $500 \text{ м}^3/\text{сек}$, а в пике — 30 апреля — 1 мая и 14—20 июня — достигли $600\text{—}750 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Сброс воды в количестве от 300 до $650 \text{ м}^3/\text{сек}$ в начале паводка в течение 15 суток производили полным открытием почти всех отверстий плотины, с 5 мая по 24 июня — сосредоточенно в основном тремя средними отверстиями плотины с полным открытием их. При этом средний сбросной расход составлял $360 \text{ м}^3/\text{сек}$, а наибольший — $500 \text{ м}^3/\text{сек}$ 14 июня и $580 \text{ м}^3/\text{сек}$ 20 июня.

Сравнением съездов русел за 1951 и 1952 гг. получены следующие объемы смыва наносов.

В верхнем бьефе на участке 1500 м от плотины в паводок отложилось около 70000 м^3 наносов, а выше этого участка на длине 600 м по руслу произошел смыв наносов объемом 24500 м^3 . Размер фракций наносов перед плотинной увеличился по сравнению с 1951 г.: средний диаметр их 35 мм вместо 25 в 1952 г.

Смыв отложений наносов на верхнем участке и увеличение объема отложений, а также размер состава наносов в отменях у плотины свидетельствуют о сдвиге более крупных отложений с верхнего участка верхнего бьефа к плотине. Это объясняется тем, что в паводок 1952 г. в течение длительного времени был организован сброс значительных расходов полным открытием отверстий плотины при кривом спаде. К тому же в паводок 1952 г. наблюдалась большая (по сравнению с паводком 1951 г. в три-четыре раза) интенсивность влечения донных наносов.

В паводок 1952 г. было возможно предотвратить сдвиг наносов с верхнего участка к плотине и задержать там часть крупных наносов, если бы работали с максимально подпертым горизонтом с начала паводка. При этом нужно было периодически открывать плотину полностью на короткое время (не более суток) для смыва скапливающихся мелких наносов перед плотинной в период пониженных горизонтов воды в нижнем бьефе, т. е. когда нижний бьеф размыт.

Однако проводить такого рода манипуляции в существующих условиях гидроузла невозможно, так как водоприемник открытый, без щитовых устройств, и подъем горизонта воды перед плотинной приведет к излишним расходам в канале.

В нижнем бьефе плотины после паводка 1952 г. в конце конуса выноса отложилось 137000 м^3 наносов, смытых из верхнего бьефа.

Самым важным в формировании русла в нижнем бьефе плотины в паводок 1952 г. явилось то, что основное отводящее русло, выработанное в отложениях нижнего бьефа в паводок 1951 г., полностью сохранилось в плановом расположении: оно углубилось в среднем на 0,4 м и расширилось до 100—120 м (в мае 1951 г. 70—80 м) на участке от плотины до створа № 6. Образовавшееся отводящее русло у плотины имело среднюю отметку дна, одинаковую с порогами плотины, что вполне обеспечивало нормальные условия работы при пропуске средних величин паводковых расходов. Такое положение можно поддерживать открытиями щитов плотины при пропуске паводков.

Таким образом, общий объем поступавших наносов из верхнего бьефа в нижний и объем наносов, прошедших транзитом через конус выносов нижнего бьефа за весь период, могут быть оценены следующими цифрами: объем наносов, поступивших к плотине, около 800000 м^3 ; объем наносов в верхнем бьефе плотины ниже гидрометрического створа 30000; объем наносов, поступивших из верхнего бьефа в нижний, $800000\text{—}30000 = 770000$; объем наносов, прошедших

транзитом через конус выносов (на длине 4 км) нижнего бьефа, $770000 - 137000 = 633000 \text{ м}^3$.

На рис. 12 приведен график занесения верхнего и нижнего бьефов за несколько лет.

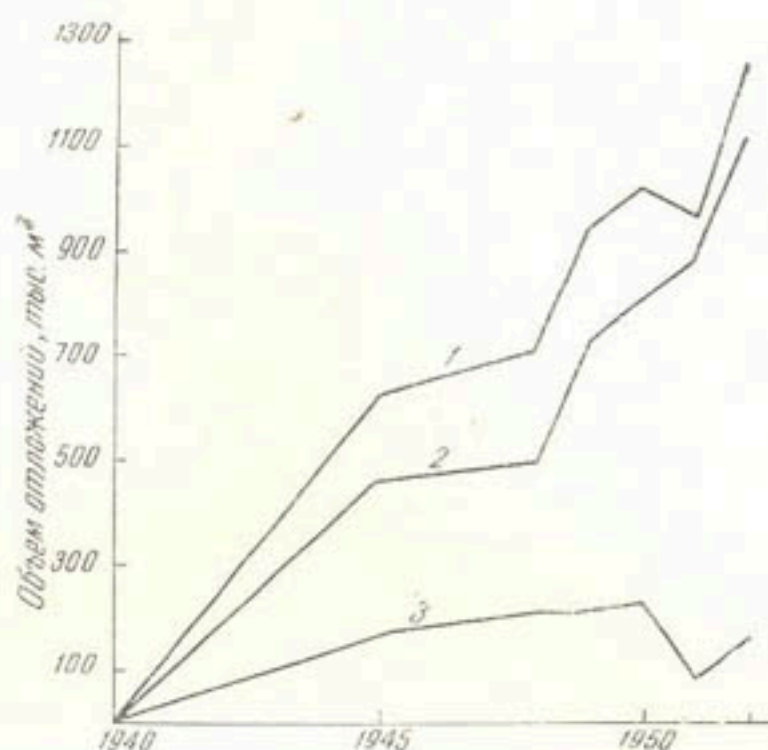


Рис. 12. Зависимость объема отложений в бьефах на Кампырраватском гидроузле.

1—суммарный объем занесения, 2—в нижнем бьефе, 3—в верхнем бьефе.

Опытными промывами последнего времени установлено, что отводящее русло, вырабатываемое потоком в отложениях нижнего бьефа, ниже струнаправляющих дамб, зависит от порядка открытия отверстий плотины; разработка его в длину определяется степенью сосредоточения сбросных расходов и средними ($300-450 \text{ м}^3/\text{сек}$) паводковыми расходами; длина может быть доведена до 1 км. Следовательно, маневрированием открытий щитов плотины в период прохождения паводка можно регулировать направление потока в конце выноса на значительной длине.

Итак, на примере условий работы ряда крупных гидроузлов в результате анализа динамики протекания процесса промыва наносов в верхних и нижних бьефах в условиях природы и лаборатории, а также влияний на условия промыва конструктивных элементов сооружений, входящих в состав гидроузла, установлено шесть важных факторов, увеличивающих эффективность промыва.

1. Длительность промыва не должна быть больше той, при которой происходит смыв основной массы наносов вблизи сооружений. Большая длительность промыва не дает существенного смыва наносов и приводит к значительным потерям воды.

2. Для каждого гидроузла должен быть установлен оптимальный промывной расход. Для ориентировочных расчетов за оптимальный промывной расход можно принимать $(1,5-2) Q_{\text{ср}}$.

3. В условиях блуждания потока в широком подводящем русле верхнего бьефа в последней стадии занесения, а также при занесенном нижнем бьефе необходимо специально регулировать подводящее и отводящее русла, чтобы получить устойчивый подход потока к водо-

приемнику и эффективный промыв наносов в бьефах. В таком случае промывной расход может быть значительно снижен — до $(1-1,5) Q_{\text{ср}}$.

4. Промыв верхнего бьефа должен быть многократным с толчками, т. е. осуществленным путем нескольких последовательных подъемов и снижений горизонта верхнего бьефа¹.

5. Промыв верхнего и нижнего бьефов зависит от степени снижения подпертого горизонта, а также манипуляций затворами промывных и сбросных отверстий узла сооружений, т. е. от распределения погонного расхода по фронту сооружений.

6. Когда в верхнем бьефе продолжается процесс занесения и полный транзит наносов в нижний бьеф еще не наступил, снижение горизонта с целью промыва в пике паводка нецелесообразно в смысле новых переформирований верхнего бьефа, так как от величины и быстроты наступления паводка и количества влекомых наносов могут сильно ухудшаться условия подхода потока к частям сооружений узла, с образованием протоков и островов из крупных наносов или больших песчаных отмелей в верхнем бьефе. В этих условиях эффективность промыва достаточно хорошо достигается при спаде паводка, когда влечение наносов в реке незначительное.

Необходимо отметить, что при расчете промыва наносов важно установить правильную схему промыва, а также выбрать расчетную формулу расхода донных наносов. При этом наблюдаются в основном два случая:

1) промывы при частичном снижении нормального подпертого горизонта, как показали наши исследования, протекают при кривой спада с установлением в конце критической глубины, уклоны дна водотока при промыве для каждого заданного интервала времени можно считать параллельными и близкими к бытовым. В этом случае промыв протекает при скоростях, близких к критическим;

2) промыв при полном снижении подпертого горизонта происходит более интенсивно,

При резком падении горизонта воды в начале промыва над грядой наносов устанавливается критическая глубина; по мере смыва наносов она отодвигается вверх по течению, ниже по течению становится меньше критической, а выше гряды — больше, т. е. наблюдается кривая спада. С длительностью промыва уклоны становятся пологими, в конце промыва определенной продолжительности они равны критическому и далее приближаются к уклону равномерного режима.

Глубина потока в нижнем течении от гряды наносов стремится к критической.

Во втором случае эффективность смыва наносов в три-пять раз больше, чем промыв наносов с частичным снижением подпертого горизонта воды.

Перечисленные выше основные факторы, имеющие принципиальное значение для эффективности промыва, подробно освещены в руководстве по промыву наносов.

¹ Выполнение этого условия ограничено, если в нижнем бьефе имеются другие сооружения.

РУКОВОДСТВО ПО ПРОМЫВУ ВЕРХНИХ И НИЖНИХ БЬЕФОВ ГИДРОУЗЛОВ

Общие указания

1. Руководство предназначено для эксплуатируемых ирригационных и энергетических узлов сооружений. Здесь излагаются общие положения по организации и методике промывов. Сроки, длительность и расходы промывов должны учитываться эксплуатационным персоналом каждого гидроузла после проведения опытных промывов.

2. Руководство рассматривает производство промывов верхних и нижних бьефов гидроузлов, расположенных на горных, предгорных участках рек и в их низовьях.

3. Руководство применимо в основном к крупным низконапорным гидроузлам с напором от 3 до 7 м, шириной верхнего бьефа до 450 м, в реках со следующими параметрами: средний годовой расход воды от 50 до 350 м³/сек, максимальный паводковый расход до 2000 м³/сек; ложе рек сложено из аллювиальных наносов с размерами крупных камней до 200—300 мм.

4. Основные положения руководства остаются в силе для промыва водохранилищных плотин со значительным напором (до 20—30 м), а также для гидроузлов, расположенных в низовьях рек с песчаным ложем.

5. Руководство можно использовать при промыве верхних бьефов плотин следующих типов:

а) водоподъемных, с отстойником и промывными галереями, где порог сбросных отверстий расположен на отметке среднего дна реки;

б) водоподъемных, построенных по принципу поперечной циркуляции потока (ферганского типа) с лобовым забором воды и боковым сбросом наносов;

в) водоподъемных, с двусторонним водозабором и карманом, имеющим криволинейный порог при входе;

г) средненапорных водосливных с промывными отверстиями у входа в водоприемник (или совмещенных, типа Учкурганской ГЭС на р. Нарын).

Инструктивные указания

Режим горизонтов

6. На вновь вступающих в эксплуатацию гидроузлах, создаваемых водоподъемными плотинами с напором 3—7 м и порогом на средней отметке дна реки, режим промыва верхнего бьефа можно вводить с первого года работы узла.

7. Если гидроузлы расположены на горных и предгорных участках рек, то независимо от величины напора необходимо поддерживать высокий горизонт верхнего бьефа с первых же дней эксплуатации узла, так как эксплуатация при низком рабочем горизонте влечет за собой быстрое занесение объема верхнего бьефа, а последующий переход на высокие горизонты ускоряет занесение остальной части водоема.

8. В период прохождения паводковых расходов в верхнем бьефе следует поддерживать наивысший возможный горизонт, чтобы осла-

¹ Ниже приводится проект нормативных рекомендаций в виде руководства. Некоторые из них требуют дальнейшего обсуждения.

бить продвижение крупных донных наносов. Так как наиболее интенсивное продвижение гряды крупных донных наносов происходит в паводок, то в условиях максимального подпора быстро падает величина влекущей силы потока для крупных наносов выше участка выклинивания кривой подпора. Поддержание низких горизонтов, наоборот, усилит продвижение гряды крупных донных наносов в водоем и приведет к преждевременному занесению приплотинной части верхнего бьефа.

9. В коротких верхних бьефах, где длина кривой подпора не больше 1 км (горные участки рек), наивысшие допустимые горизонты должны поддерживаться и в спаде паводка, так как в период спада еще наблюдается значительная подвижка донных гравелистых наносов средней и мелкой фракций.

10. В низконапорных гидроузлах с зарегулированным подходным участком, в которых работа основана на принципе поперечной циркуляции (ферганский тип), поддержание высоких горизонтов в паводок необязательно, так как поддержание у плотины нормальных и возможно низких горизонтов усиливает циркуляционное течение потока в верхнем бьефе и содействует лучшему отводу и сбросу наносов в нижний бьеф.

11. В гидроузлах, расположенных в низовьях рек с легкоразмываемыми песчаными наносами, при расположении плотины и водоприемных сооружений в одну линию необходимо поддерживать следующие горизонты: с наступлением паводкового периода — возможно низкие в верхнем бьефе, а в осенне-зимний период — возможно наивысшие для осаждения донных и придонных песчаных наносов в пределах выклинивания кривой подпора.

12. Пропуск паводковых вод с пониженными горизонтами у плотины для предгорных и горных участков рек и повышенными горизонтами в низовьях, где поток с большой мутностью, может оказаться вредным в отношении новых переформирований верхнего бьефа, так как от величины и быстроты наступления паводка и количества наносов сильно ухудшаются условия подхода потока к частям сооружений узла с образованием протоков и островов из крупных наносов или больших песчаных отмелей в верхнем бьефе.

13. Необходимость изменения режима горизонтов, указанных в п. 8—12, в отдельных случаях должна обосновываться с учетом состояния занесенности бьефов и специфических особенностей узла в целом.

Режим промыва

14. При промыве верхних бьефов прежде всего надо установить состояние гидроузла, т. е. степень запущенности режима промывов и занесенности верхнего и нижнего бьефов.

15. Общее количество промывов зависит от гидрологического режима реки; желательно проводить их не менее двух раз в год. Для гидроузлов на реках, где наблюдаются сильно выраженные два пика паводка и более, можно увеличить количество промывов соответственно пикам гидрографа.

16. Верхние бьефы водозаборных узлов, в которых гидравлический режим уже приблизился к бытовым условиям реки со значительным подъемом дна вверх по течению, не следует поддерживать максимальный горизонт воды в верхнем бьефе в период прохождения

паводка. В этом случае, кроме указанных в п. 15, еще можно организовать промыв наносов в период прохождения паводка.

17. При высоком проценте водозабора в одном месте и почти 100-процентном сбросе наносов в нижний бьеф в низконапорных плотинах происходит занесение («погребение») плотины снизу. В этом случае наносы в нижнем бьефе нужно промывать в пик паводка с полным отключением водоприемника.

18. Верхние бьефы плотины с поперечной циркуляцией (ферганский тип) могут быть эффективно промыты также в период прохождения паводка, но без отключения водоприемника.

19. Верхние бьефы плотин, расположенные в низовьях рек с песчаными наносами, можно промывать с момента наступления паводка, независимо от занесенности бьефов наносами, и пуска сооружений в эксплуатацию без отключения водоприемников.

20. Промыв верхних и нижних бьефов, водозаборных узлов в условиях полного занесения можно проводить при полном снижении горизонта. Промывные расходы должны проходить по сбросным отверстиям свободно. Должен быть сохранен равный погонный расход по всему сбросному фронту для обеспечения большого смыва наносов по всему бьефу как в ширину и длину, так и в глубину отложений.

21. В гидроузлах, где нельзя полностью снизить нормальный подпертый горизонт с отключением водоприемника промыва верхнего бьефа, промыв можно производить с частичным снижением нормального подпертого горизонта. Величина снижения устанавливается эксплуатацией узла. Она должна быть не меньше $\frac{1}{3}$ подпора при $H=5-7$ м. В этих условиях промыв можно провести два раза: первый при подъеме паводка, чтобы облегчить смыв наносов, отложившихся в межженный период, а второй при спаде паводка, чтобы обеспечить смыв наносов, отложившихся в период прохождения паводка.

22. При глубоких сбросных отверстиях на плотине, расположенных со стороны водоприемника с карманом, можно организовать раздельный промыв верхнего бьефа и кармана. Промыв русла на подходе в карман производится раньше и чаще, чем промыв самого кармана¹.

23. В гидроузлах с водоприемниками на обоих берегах промыв русла через глубокие отверстия плотины и промыв карманов могут быть произведены раздельно для каждого водоприемника. В этих условиях частота промыва зависит от подхода основного потока к водоприемнику. При этом водоприемник, питающийся из главного протока при лобовом подходе, будет промываться реже, чем противоположный водоприемник при косом подходе к нему основного потока.

24. Частота промывов подходного участка русла перед водоприемниками и карманами, указанная в п. 22 и 23, устанавливается эксплуатацией узла с учетом гидрографа реки. При криволинейном пороге перед входом в карман с увеличением расхода реки в паводок и сосредоточенным сбросом воды через сбросные отверстия плотины частота промыва русла при подходе уменьшается и в паводок, в этом случае верхний бьеф можно не промывать.

25. При значительном занесении плотины ферганского типа, кривым очертанием можно производить раздельный промыв русла верхнего и нижнего бьефов. Сначала надо промывать нижний бьеф с возможно большими погонными расходами, сосредоточенным сбросом воды через средние отверстия плотины для наилучшего направления и выработки устойчивого русла в конусах отложения вниз по течению;

¹ Имеется в виду реконструируемая плотина им. 1-го Мая на р. Зеравшан.

в период промыва нижнего бьефа в верхнем должен быть поддержан наибольший возможный горизонт, чтобы уменьшить поступление наносов из него.

После промыва нижнего бьефа и выработки отводящего русла может быть организован промыв верхнего бьефа с полным открытием всех отверстий плотины при кривой спада.

26. В период больших паводков может быть организован полный спуск всего подпертого горизонта для промыва нижнего бьефа с максимальным сосредоточением потока по ширине русла вниз по течению.

Промывной расход и длительность промыва

27. Оптимальный промывной расход воды, обеспечивающий наибольший смыв наносов, для каждого гидроузла может быть установлен на основании опыта эксплуатации верхнего и нижнего бьефов. Для этого могут быть произведены опытные промывы бьефов.

28. Промыв отложений оптимальным промывным расходом происходит интенсивно с бурным протеканием потока. Образуются значительные разрушения обнаженных отмелей, что вызывает интенсивный смыв дна с образованием перепадов на гребне гряды наносов и быстрое перемещение этого перепада (гряды) вверх по течению.

Выбранный оптимальный расход должен проходить через все отверстия сбросных сооружений и возможно равномерно по всей ширине русла. Незначительный подпор, образующийся благодаря боковому сжатию в отверстиях, при снижении горизонта в процессе промыва быстро исчезает.

29. Оптимальный промывной расход для различных водотоков (гидроузлов) предварительно может быть ориентировочно принят для рек с низшими пределами средних годовых расходов воды — $(3-4)Q_{\text{ср. год}}$ и для рек с высшими пределами средних годовых расходов воды — $(1 \div 1,5)Q_{\text{ср. год}}$. Это отношение должно быть уточнено на основании опыта эксплуатации гидроузла.

30. В гидроузлах с карманом, имеющим криволинейный порог при входе и снабженным глубокими сбросными отверстиями на плотине, величина промывного расхода для смыва наносов подходного русла может быть любой, но не меньше расхода водоприемника.

31. Малый промывной расход, равный меженному (осенне-зимнему) расходу водотока, дает смыв наносов только в глубину с образованием протока на небольшой ширине и длине. Промыв в этот период следует проводить только в крайне необходимых случаях, если в ирригационных узлах потребность в воде становится меньше.

32. Промывы верхних бьефов с частичным снижением отметки НПГ паводковыми расходами не дают желаемого эффекта и нецелесообразны вследствие большой насыщенности самого потока донными и взвешенными наносами и больших глубин его в верхнем бьефе. При пропуске этих расходов через отверстия сбросных сооружений наблюдается сильное боковое сжатие потока, что создает подпор, но не образуется заметной кривой спада.

33. В условиях нормальной эксплуатации гидроузлов смыв отложившихся наносов за год в средние и маловодные годы с оптимальным промывным расходом воды может производиться примерно в течение 3—4 час. для плотин с напором до 4 м и 6—8 с напором до 7 м. Такая длительность промыва наиболее целесообразна, так как дает смыв наносов с большим удельным насыщением потока. В русле происходят значительные обрушения наносных отложений и отмелей. С увели-

чением указанной длительности размыв слабеет и эффективность его падает. Для каждого гидроузла из опыта эксплуатации должно быть установлено оптимальное время промыва.

34. Промыв верхних бьефов оптимальным расходом воды с большими длительностями, чем указано в п. 33, нецелесообразен, так как прирост объема смываемых наносов в верхнем течении русла (за счет углубления дна на стрежне потока) мал, а потери воды на промыв значительны. Такая потеря воды в критический период вегетации приведет к снижению выработки энергии ГЭС и недополиву культур.

35. В многоводные годы, когда интенсивность занесения верхнего бьефа за год такова, что одного промыва с указанной в п. 33 длительностью недостаточно, может быть проведен повторный промыв бьефа той же длительности по усмотрению эксплуатации. Дву- или трехкратный промыв в сезон значительно освободит приплотинную часть бьефа от ежегодного прироста отлагающихся в нем наносов.

36. В энергетических условиях может быть произведен длительный промыв верхнего бьефа в течение одних суток и более в дни остановки ГЭС для осмотра и профилактики гидротехнических сооружений и оборудования, что должно быть согласовано с наивыгоднейшими сроками для промыва наносов. В этих случаях в условиях щитовых плотин при лобовом расположении промыв должен быть организован многократными толчками для большего захвата промываемой ширины ложа, т. е. вслед за промывом после каждой длительности, указанной в п. 33, должен быть поднят горизонт до максимально возможного и повторен вторичный промыв и т. д. за время остановки ГЭС.

37. В условиях, где узел сооружений работает по принципу поперечной циркуляции (ферганский тип), при длительной остановке ГЭС промыв наносов не требует многократности и может производиться непрерывно в течение всего времени, чтобы получить проработанное в глубину и длину русло.

38. При раздельном промыве нижнего бьефа в ирригационных узлах в условиях, указанных в п. 25, длительность промыва может быть продолжительной (2—3 суток) с оптимальным расходом, установленным для данного гидроузла, а длительность промыва верхнего бьефа — короткой (не более суток). После такой раздельной промывки бьефов сброс излишней воды должен производиться как можно сосредоточеннее для сохранения направления, выработанного в отложениях нижнего бьефа отводящего русла.

39. Интервал между повторными промывами в многократном промыве может быть установлен в пределах времени, затрачиваемого на открытие и закрытие щитов сбросных сооружений и необходимого для распространения волны подпора с покрытием обнаженных островов и отмелей. Этот период может колебаться от 2 до 4 час. Однако в некоторых условиях, где водоток используется в целях энергетики и ирригации совместно (например, каскад Чирчикских ГЭС), внезапные открытия или закрытия становятся невозможными. В этом случае режим промыва узла должен быть увязан с ирригационными системами, расположенными в нижнем течении водотока, и по возможности обеспечить промыв толчками. Внезапные многократные промывы толчками усилят взмучивающую способность потока, следовательно, эффективность промыва.

40. При оптимальных промывных расходах в реке промыв верхнего бьефа может быть обеспечен несмотря на напряженности в водо-

подаче потребителями; режим промывов должен быть введен в график водопользования или работы ГЭС.

41. Если нельзя полностью обеспечить промыв наносов всего верхнего бьефа оптимальным промывным расходом воды в маловодные годы, то в первую очередь необходимо обеспечить промыв подходных участков русла к водоприемнику. Остальную часть верхнего бьефа надо промывать в годы прохождения продолжительных и достаточных количеств воды в водотоке.

42. При оптимальных промывных расходах в водотоке промыв верхнего бьефа можно производить с открытием всех промывных и сбросных отверстий узла сооружений, причем погонные расходы фронта водосбросных отверстий должны быть одинаковыми, чтобы не возникло нежелательных протеканий потока при подходе к водоприемнику.

43. Длительность промыва с оптимальным промывным расходом и частичным снижением НПГ на треть H ($H=5-7$ м) при спаде паводка может быть рекомендована 8—10 час. При этом обеспечивается смыв наносов в нижнем течении верхнего бьефа на 400—600 м и без остановки ГЭС.

44. Если на пороге водоприемника имеются донные промывные галереи, то излишки воды в водотоке необходимо сбрасывать через них, предотвращая завалы и забивки наносами входа промывных галерей. Кроме того, при расходе реки, равном пропускной способности промывных галерей, может быть произведен промыв наносов верхнего бьефа с максимальными снижениями горизонта воды, чтобы создать устойчивое глубокое подводящее русло в направлении водоприемника.

45. Промыв наносов с частичным снижением горизонта верхнего бьефа зависит от открытия затворов плотины, причем равное открытие их по всей ширине промываемого фронта дает эффективный смыв в длину и глубину. Большое открытие одного или двух щитов (неравное открытие вообще) дает большой боковой (поперечный) смыв наносов и незначительное понижение дна перед отверстием и вдоль потока по течению.

46. При промыве порядок открытия отверстий сбросных сооружений должен быть начат с отверстий плотины, прилегающих к водоприемнику, если водоприемник непосредственно не имеет донных промывных отверстий. В противном случае необходимо открывать донные промывные отверстия и затем отверстия плотины. Закрытие же после промыва должно быть произведено в обратном порядке, чтобы перед водоприемником русло было промыто как можно больше.

47. Промыв речных карманов (при наличии криволинейных порогов перед карманами) может быть осуществлен путем подъема горизонта воды на максимальную возможную величину и быстрым одновременным открытием всех щитов промывного шлюза при резком перепаде. Водозабор может быть отключен. Длительность такого промыва 30—40 мин., он не зависит от величины расхода в реке и водоприемнике.

48. В условиях малых гидроузлов с напором 2—3 м, расположенных на горных участках рек с коротким верхним бьефом, промыв может производиться аналогично промыву карманов, т. е. с максимальным возможным подъемом горизонта верхнего бьефа (для накопления воды) и быстрым спуском его через отверстия плотины до свободного истечения воды через них. Длительность промыва верхнего бьефа 30—60 мин. Частота промыва устанавливается независимо от расхода реки по потребности.

49. Для наилучшего промыва наносов в нижнем бьефе в межень, когда сброс воды очень незначительный, необходимо периодически убирать камни, образующие отмокку, укладывать их в прибрежных полосах основных протоков, в перекатах делать прорези для наилучшего прохода потока к создаваемому промывом основному потоку нижнего бьефа.

50. В случаях, когда за плотиной в нижнем бьефе происходит растекание потока в конусе отложений, необходимы регулировочные работы на достаточной длине против вредных свалов потока, угрожающих размывом берегов и дамб каналов. При этом могут быть предусмотрены заводи для промытых наносов в наинизших местах поймы нижнего бьефа.

51. В целях организации наилучшего устойчивого подхода потока к водоприемнику и плотине в широком месте верхнего бьефа в процессе эксплуатации необходимо производить регулировочные работы. Такая регулировка подхода сужением русла способствует эффективному промыву верхнего бьефа. Длина регулируемого участка может быть подобрана в пределах распространения кривой спада при промыве.

52. Эксплуатация узла должна своевременно получать необходимую информацию от бюро долгосрочных гидропрогнозов, чтобы подготовить узел к промыву верхних и нижних бьефов оптимальным промывным расходом.

Эксплуатация должна составить программу намечаемого промыва и способа его проведения в зависимости от предсказанного бюро информации гидропрогноза количества расхода реки. Дату промыва нужно согласовать с поливными графиками систем и работ ГЭС.

ЛИТЕРАТУРА

1. Алтуни С. Т. Регулирование русел рек при подзаборе, М., Сельхозгиз, 1950.
2. Вартазаров С. Я. Эксплуатационные режимы гидротехнических сооружений деривационных ГЭС, М., Госэнергоиздат, 1950.
3. Гвелесiani Л. Г. и Шмальцель Н. П. «Известия ТНИСГЭИ», т 10 (44), Тбилиси, 1958.
4. Ишаев Ф. Ш. «Гидротехника и мелиорация», 1953, № 9.
5. Мухамедов А. М. Лабораторные исследования движений донных наносов и промыва занесенных бьефов, Труды Института сооружений АН УзССР, вып. III, 1952.
6. Мухамедов А. М. «Известия АН УзССР», 1951, № 4.
7. Мухамедов А. М. Промывы наносов на гидроузлах, Вопросы гидротехники, вып. I, Ташкент, 1952.
8. Мухамедов А. М. Результаты полевых исследований по формированию русла и промыву наносов верхнего бьефа гидроузла на предгорном участке реки, Труды Института сооружений АН УзССР, вып. VII, 1955.
9. Мухамедов А. М. Результаты исследований компоновки гидроузла в условиях низовьев рек, Труды Института сооружений АН УзССР, вып. VIII, 1956.
10. Мухамедов А. М. Теория и опыт промыва наносов у водозаборных узлов рек Средней Азии, Русловые процессы и гидротехническое строительство, Сборник материалов Всесоюзного совещания, Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1957.
11. Мухамедов А. М. «Известия АН УзССР», 1958, № 1.

В. П. СВЕТИЦКИЙ

СРЕДНИЙ СТОК ВЗВЕШЕННЫХ НАНОСОВ РЕК БАССЕЙНА АМУ-ДАРЬИ

В результате гидрологических обобщений данных о стоке наносов рек Средней Азии, начатых в 1943 г., составлена карта интенсивности смыва и распределения мутности в горной части Средней Азии [7]. В последующих работах освещены вопросы водной эрозии [2] и фактические наблюдения по стоку взвешенных наносов рек СССР [2, 6].

Настоящая работа выполнена на основе натурных исследований наносов станциями УГМС до 1956 г. и материалов специальных исследований САОГИДЭПа за последние 15 лет под руководством автора.

Данные этой работы использованы при гидрологическом обосновании проектов Головной и Нурекской ГЭС на р. Вахш, Навоинской ГРЭС на р. Зеравшан, схемы комплексного использования р. Вахш, проекта Келифского гидроузла на р. Аму-Дарье и др.

Рекомендуемый метод определения среднего стока взвешенных наносов в неисследованных створах рек бассейна Аму-Дарьи дает более точные результаты, чем ранее известные, и, по нашему мнению, может быть распространен на другие бассейны горных рек Средней Азии, Кавказа и Крыма.

На реках Средней Азии взвешенные наносы впервые начали изучать отдельные экспедиции в бассейне Аму-Дарьи (1874—1910); с созданием в 1910 г. Гидрометрической части (Отдел земельных улучшений Министерства земледелия) начали проводить исследования на опорных станциях и постах.

В настоящее время из 122 гидрометрических станций в бассейне Аму-Дарьи данные о стоке взвешенных наносов имеются по 51; на остальных изучаются лишь характеристики жидкого стока.

По физико-географическим условиям бассейн Аму-Дарьи разделяется на две части: восточную — область водосбора реки и западную — бессточную. Водосборная часть включает реки Зеравшан и Кашкадарью и охватывает более 255 000 км².

Мощные горные хребты достигают 5000—5500 м выс., отдельные вершины 6000—7000 м. Здесь широко распространены вечные снега и обледенения. Реки Пяндж, Вахш, Кокча, Зеравшан и Аму-Дарья относятся к рекам ледниково-снегового питания. Реки Яхсу, Кызылсу, Кафирниган, Сурхандарья и Кундуз, водосборы которых находятся в более пониженных частях горной области, — реки снегово-ледникового питания.

В горной части бассейна Аму-Дарьи широко развита гидрографическая сеть. Бессточная часть бассейна представляет собой низменные пустыни с полным отсутствием гидрографической сети, за исключением транзитного участка главной реки.

СТОК ВЗВЕШЕННЫХ НАНОСОВ РЕК БАСЕЙНА АМУ-ДАРЬИ

По стоку взвешенных наносов реки бассейна Аму-Дарьи занимают одно из первых мест в Советском Союзе.

Аму-Дарья у г. Керки за год проносит более 280 млн. *т* взвешенных наносов, ее наиболее крупные притоки Вахш — 96 млн. *т*, Кафирниган — более 11 млн. и Сурхандарья — около 7 млн. *т*.

Средняя мутность воды на Аму-Дарье более 4000 *г/м³*, на Вахше и Сурхандарье 3000—4000, на Кафирнигане более 2000 *г/м³*.

Средние расходы взвешенных наносов на Аму-Дарье составляют около 9000 *кг/сек*, на Вахше более 2500, на Кафирнигане 360 и на Сурхандарье более 200 *кг/сек*. Это создает специфические трудности использования водных ресурсов рек бассейна Аму-Дарьи и требует дальнейших исследований твердого стока.

Ежегодно выносятся большое количество взвешенных наносов; в бассейнах Вахша и Обихингоу 2500—3000 *т/км²*, в бассейне Кафирнигана около 1000, в некоторых бассейнах с незначительным смывом и выносом взвешенных наносов меньше — в бассейне Бартанга 11,7 *т/км²*, в бассейне Гунта 34,4.

На реках Памира, в устьях правобережных притоков Пянджа (Гунт, Бартанг, Язгулем и Ванч), средние расходы взвешенных наносов изменяются от 1,6 (р. Гунт) до 75 (р. Ванч) *кг/сек*. На р. Вахш они возрастают от 1250 (в верховьях на ст. Сарыпульской) до 2556 (на ст. Сарбантской) *кг/сек* при выходе реки в долину. В бассейне р. Кафирниган они увеличиваются от 26,6 в истоках (ст. Даштибетская) до 200 в среднем течении (ст. Тарткинская) и 360 в устье (ст. Айваджская) *кг/сек*. То же отмечается и на р. Сурхандарье, где средние расходы взвешенных наносов возрастают с 13,5 *кг/сек* в устье р. Тупаланг и 7,0 в устье р. Каратаг до 56,3 на ст. Караултепе и 208 в устье (ст. Мангузарская).

На р. Кашкадарье они изменяются от 2,4 в верховьях реки (ст. Варганзинская) и 10,9 *кг/сек* в устье притока Аксу до 47 у г. Чиракчи и 53,9 на ст. Наймансарайской.

Река Зеравшан у Захматабада имеет средний расход взвешенных наносов 111 *кг/сек*, а при выходе из гор 129 (ст. Дупули).

ВЗАИМОСВЯЗИ МЕЖДУ СТОКОМ ВЗВЕШЕННЫХ НАНОСОВ И ГЛАВНЕЙШИМИ ФАКТОРАМИ

Для определения среднего стока взвешенных наносов в неисследованных створах предложено несколько методов.

Для горной области Средней Азии применимы карты средней мутности рек СССР Г. В. Лопатина (1948—1949), Г. И. Шамова (1949) и графики К. С. Кабановой (1952).

В формировании стока наносов участвуют многие факторы. В известных сочетаниях они могут дать не только качественную, но и количественную оценку.

Учитывая ограниченные возможности количественной оценки факторов формирования твердого стока, мы приняли две характеристики: энергетическую *N*, представляющую собой потенциальную энергию

водосбора, и обобщенную a , количественно оценивающую комплекс факторов (литологию горных пород, слагающих водосбор, геоморфологические условия, свойства почвенного и растительного покровов и др.).

Общеизвестна роль осадков в формировании стока наносов. Однако осадки могут производить работу по смыву и размыву поверхности водосбора и транспортированию продуктов разрушения лишь при образовании поверхностного стока. Это может произойти лишь при определенных скоростях течения воды.

Потенциальная энергия потока расходуется на создание кинетической энергии потока, преодоление сопротивления движению, смыв и размыв склонов водосборов, деформацию русел и транспортирование наносов.

Таким образом, важнейший фактор стока наносов — жидкий сток в сочетании с рельефом может быть выражен в виде потенциальной энергии водосбора:

$$N = \int_0^F \bar{M} H dF,$$

где $\bar{M}$ — средний модуль стока;
 dF — элементарные площадки с равными модулями стока;
 H — превышение центра тяжести площадки над замыкающим створом водотока.

Данные о модулях стока имеются по каждому створу

$$\bar{M} = \frac{\bar{Q}}{F}.$$

Поэтому потенциальная энергия водосбора, отнесенная к изучаемому створу водотока, в известных пределах точности, может быть выражена так:

$$N = \bar{M} H_{\text{ср}} F = \bar{Q} \cdot H_{\text{ср}},$$

где $\bar{Q}$ — средний расход воды, $\text{м}^3/\text{сек}$;
 $H_{\text{ср}}$ — средневзвешенная высота водосбора над рассматриваемым створом;

N — потенциальная энергия, т.м или тыс. т.м .

Имеющиеся сведения о геоморфологических условиях, литологии горных пород, слагающих водосборы рек бассейна Аму-Дарьи, о почвенном и растительном покрове и других факторах позволяют дать лишь приближенную качественную характеристику их роли в формировании стока наносов. Установить количественную оценку каждого из указанных факторов не представляется возможным. Поэтому приходится учитывать воздействие этих и других сопутствующих им факторов твердого стока в виде обобщенной характеристики выноса взвешенных наносов параметра a .

По натурным данным о стоке взвешенных наносов и их важнейшим факторам приближенно определена величина параметра a в исследованных створах рек бассейна Аму-Дарьи.

Величина параметра a — средняя интенсивность выноса взвешенных наносов с 1 км^2 площади водосбора, приходящаяся на единицу потенциальной энергии (1000 т.м).

Параметр a характеризует вынос взвешенных наносов с единицы площади водосбора, поэтому представилось возможным произвести

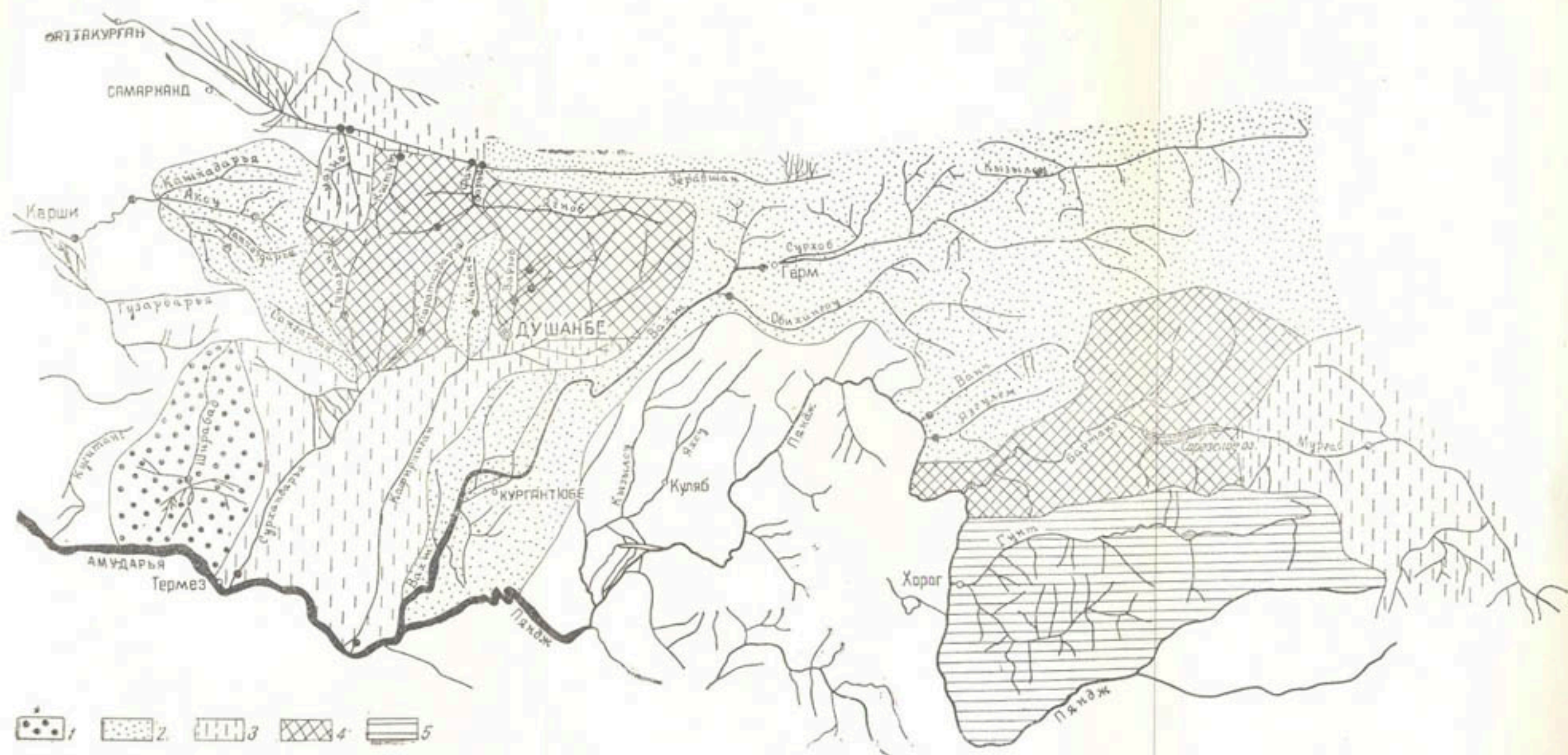


Рис. 1. Схема районирования характеристики выноса взвешенных наносов a в бассейне р. Аму-Дарья.

1— $a > 0,50$, 2— $a = 0,25$ (от 0,16 до 0,32), 3— $a = 0,12$ (от 0,09 до 0,15), 4— $a = 0,05$ (от 0,04 до 0,08), 5— $a < 0,02$.

его районирование с использованием данных по литологии, геоморфологии, ледникам, почвенному и растительному покровам, удельной потенциальной энергии водосборов $\left(\frac{N}{F}\right)$ и др. Схема районирования параметра a представлена на рис. 1.

Для выяснения взаимосвязи между стоком взвешенных наносов и главнейшими характеристиками N и a использованы данные по 34 створам рек бассейна Аму-Дарьи за 1930—1956 гг.

На графике $S = f(N)$ видна закономерность увеличения стока взвешенных наносов S с увеличением энергетической характеристики N (рис. 2).

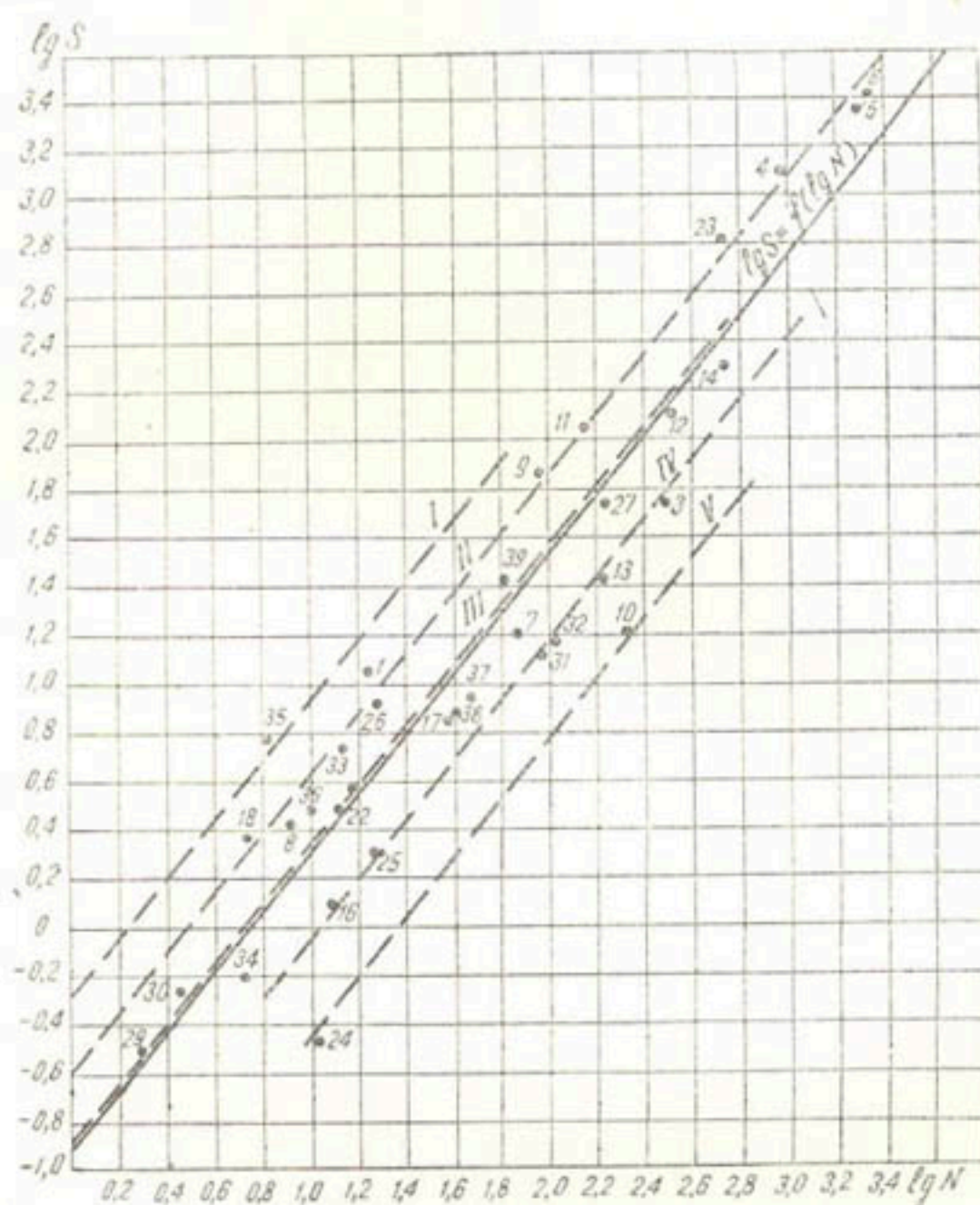


Рис. 2. График $\lg S = f(\lg N)$.

Все точки разбиты на пять групп.

В первую группу вошла р. Ширабад (35*)¹. На большей части водосбора распространены легко размываемые горные породы, склоны покрыты растительностью, значительная часть их распаханна под богарные посевы.

¹ Цифры со звездочкой в круглых скобках означают номер створа реки.

Ко второй группе относится р. Кашкадарья (18*) с притоками (1*, 30*, 36*); р. Язгулем (39*); р. Ванч (9*), верховья Зеравшана (11*), р. Вахш (5*, 6*) и ее составляющие — Сурхоб (4*) и Обихингоу (23*); р. Сангардак (26*) и р. Ханака (33*).

Водосборы рек Язгулем, Ванч, Обихингоу и верховья Зеравшана сложены стойкими горными породами, но большое количество ледников в их бассейнах в изобилии снабжает реки продуктами разрушения горных пород. Условия для аккумуляции наносов в пределах водосбора неблагоприятные. Почвенный и растительный покровы почти отсутствуют.

Водосборы рек Сурхоб, Кашкадарья с притоками представлены в основном легко размываемыми литологическими комплексами.

Третья группа включает р. Мургаб (21*), среднее течение Зеравшана (12*) с притоком Магнандарья (22*), р. Варзобболо, р. Такоб (29*), р. Сурхандарью (27*) и р. Кафирниган (14*).

Водосбор р. Мургаб (Бартанг) сложен стойкими и горными породами; наносы в реку поступают главным образом по притокам, берущим начало на ледниках.

Водосборный бассейн р. Магнандарья выполнен стойкими породами с отдельными включениями легко размываемых пород. Условия для аккумуляции наносов неблагоприятные. То же можно сказать о водосборе р. Варзобболо.

Литологические комплексы водосбора среднего течения Зеравшана характеризуются большой стойкостью к размыву.

В водосборах рек Кафирниган и Сурхандарья в верхнем течении получили развитие устойчивые к смыву породы. По мере продвижения вниз по течению их водосборы увеличиваются за счет площадей, сложенных рыхлыми отложениями. Имеется травянистая растительность, часть склонов распахивается под посевы.

В четвертую группу входят реки Бартанг (3*), верховья Кафирнигана (13*), Ягноб (37*), Варзоб (7*), Каратаг (17*), Кштут (16*), Сарытаг (25*), Хазармеч (34*), Тупаланг (31*) и Фандарья (32*). Их водосборы также выполнены стойкими к размыву литологическими комплексами. На многих из них имеются благоприятные условия для аккумуляции наносов.

Пятая группа объединяет реки Гунт (10*) и Пасруддарью (24*). Водосборы сложены стойкими к размыву горными породами. В бассейне р. Гунт находятся высокогорные озера, в которых аккумулируется сток наносов.

Анализ точек на графике связи показал, что точки указанных групп располагаются на отрезках параллельных прямых или близко к ним.

Зависимость семейства параллельных прямых можно выразить аналитически:

$$S = a \cdot N^m, \quad (1)$$

где S — средний сток взвешенных наносов, кг/сек;
 N — энергетическая характеристика, тыс. т.м;
 a — обобщенная характеристика выноса взвешенных наносов;
 m — показатель степени при N .

Для рек бассейна Аму-Дарьи $m = 1,22$ и уравнение связи принимает вид

$$S' = aN^{1,22}. \quad (2)$$

Из указанного выше параметр a является функцией ряда переменных:

$$a = f(k_1, k_2, k_3, \dots, k_n), \quad (3)$$

где $k_1, k_2, k_3, \dots, k_n$ — количественные характеристики главнейших факторов стока наносов: литологии водосборного бассейна, геоморфологических условий, почвенного и растительного покрова и др.

В изученных створах рек бассейна Аму-Дарьи a изменяется от 0,02 до 0,60.

Средний сток взвешенных наносов можно выразить в виде средней мутности p :

$$p = a \cdot H N^{0,22}, \quad (4)$$

В предварительных расчетах показатель степени при N можно принять равным 0,25, тогда выражение (4) приобретает вид

$$p = a H \sqrt[4]{N}. \quad (4')$$

Из выражения (4) и (4') следует, что при равных параметрах a мутность руслового потока больше при большем вертикальном перемещении продуктов разрушения горных пород от высоких гипсометрических уровней до уровня изучаемого створа H и интенсивном воздействии поверхностного стока при смыве и размыве поверхности водосбора.

По формулам (2) и (4) можно приближенно определить средний сток взвешенных наносов постоянно действующих естественных водотоков, не расположенных вблизи ледников, с водосборной площадью 400—500 км², сток которых не регулируется естественными или искусственными водоемами.

Расчетами среднего стока взвешенных наносов, произведенными по формулам (2) и (4), установлено, что они дают удовлетворительные результаты и большую точность, чем расчеты, выполненные другими методами.

Точность расчета оценивалась величиной отклонения вычисленных данных S от фактически наблюдаемых S_{ϕ} .

Так, в 90% случаев (в 28 из 31) определения по формулам (2) и (4) получены отклонения не более $\pm 30\%$; при этом наибольшие отклонения не превышают $\pm 57\%$ (2 случая).

По связи $\lg\left(\frac{R}{I}\right) = f(\lg Q)$, установленной К. С. Кабановой (Q и R — среднемноголетние расходы воды взвешенных наносов, I — уклон реки), определен средний сток взвешенных наносов для восьми створов рек бассейна Аму-Дарьи. В шести случаях отклонения от наблюдаемых величин S_{ϕ} не больше $\pm 40\%$, а в двух случаях они превысили этот предел.

При определении величины S по карте средней мутности горной части Средней Азии Г. В. Лопатина для рек типа Вахш, Сурхоб, Бартаг, Гунт и др. получены отклонения от S_{ϕ} до $\pm 30\%$ и значительно большие для более мелких рек. А результаты оценки среднего стока взвешенных наносов по карте средней мутности рек СССР Г. И. Шамова дали еще большие отклонения.

ИЗМЕНЧИВОСТЬ ГОДОВОГО СТОКА ВЗВЕШЕННЫХ НАНОСОВ

На основании немногочисленных данных сделана попытка определить характеристику изменчивости стока наносов для рек бассейна Аму-Дарьи.

Мы использовали натурные наблюдения по 24 створам.

Для суждения об изменчивости годового стока взвешенных наносов исследуемых створов предварительно определены отклонения наибольших и наименьших среднегодовых расходов от среднемноголетних. По этим данным, диапазон колебания крайних величин среднегодовых расходов очень велик. Годовые расходы по отношению к среднему стоку отличаются со знаком плюс в 1,5—3,5 раза, а со знаком минус в 2—5 раз (в отдельных случаях в несколько десятков раз).

Изменчивость большинства гидрологических явлений характеризуют коэффициенты вариации. Для поставленной цели по имеющимся годовым расходам воды и взвешенных наносов определены коэффициенты вариации C_v и C_{v_1} для каждого створа.

Главнейшие определяющие факторы твердого стока общие и для стока воды, поэтому изменчивость стока взвешенных наносов нельзя рассматривать в отрыве от изменчивости жидкого стока. Количественно изменчивость стока взвешенных наносов и жидкого стока можно оценить по отношению коэффициентов вариации $C_{v_1}:C_v$.

На эту зависимость исследователи твердого стока уже давно обратили внимание.

По Г. В. Лопатину, C_{v_1} для равнинных рек равно 1,61 C_v , для горных — 3,43 C_v и для промежуточного типа — 2,22 C_v . Такое представление о соотношении изменчивости в зависимости от типа рек обоснованно, но требует развития и углубления.

Для удобства в дальнейшем отношение коэффициентов вариации стока взвешенных наносов и воды обозначено $\alpha = \frac{C_{v_1}}{C_v}$.

По предварительным исследованиям, для рек бассейна Аму-Дарьи α изменяется в широких пределах — от 1,47 до 5,1. С высотой водосбора оно возрастает, достигая наибольших величин в бассейнах высокогорных рек.

Исследуемые створы рек разбиты на три группы с близкими величинами средневзвешенной высоты водосборов.

В первую группу ($\alpha \sim 2,3$) вошли долинные участки рек с высотами водосборов до 1500 м: Аму-Дарья (ст. Керки и Джамуртау), Сурхандарья (ст. Мангузар) и Ширабад.

Ко второй группе ($\alpha \sim 3,0$) отнесены реки, берущие начало на склонах Гиссарского и Туркестанского хребтов, с высотами водосборов от 1600 до 3000 м. Это — Аксу, Кашкадарья (верховья), Яккабаг, Магиландарья, Кштут, среднее течение Зеравшана, верховья Сурхандарьи, Каратаг, Ханака, Варзоб и Кафирниган.

Третья группа ($\alpha \sim 4,5$) включает реки Вахш, Гунт, Хазармеч и Ягноб, берущие начало на Зеравшанском и Туркестанском хребтах и на Памире, со средневзвешенными высотами водосбора более 3000 м.

Тенденция параметра α к увеличению с возрастанием средневзвешенной высоты хорошо видна из графика $\alpha = f(H_{cp})$ (рис. 3). Звездочками отмечены осредненные значения H_{cp} и α для указанных групп рек.

Данные о годовых стоках взвешенных наносов не позволяют установить достаточно тесную и надежную связь между α и $H_{\text{ср}}$. Однако приближенно величину α можно определить по графику рис. 3.

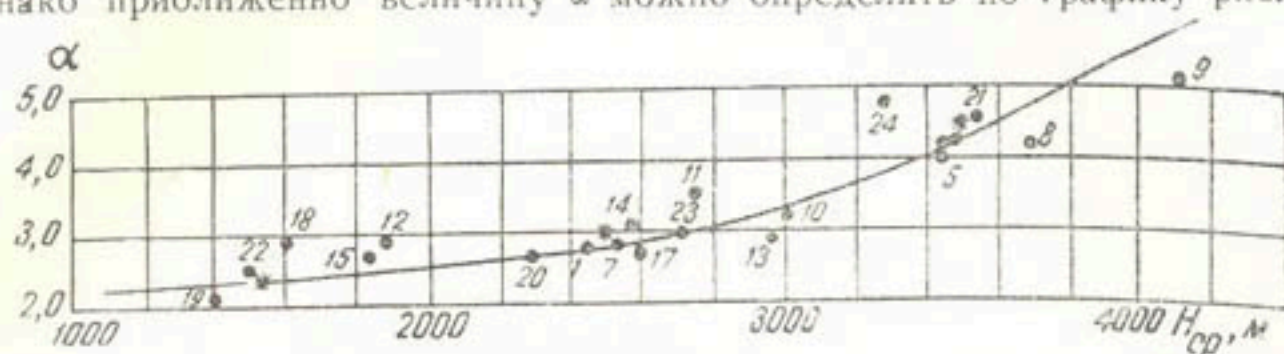


Рис. 3. График $\alpha = f(H_{\text{ср}})$.

Резкая изменчивость стока взвешенных наносов по сравнению с жидким стоком объясняется следующими причинами:

- 1) изменчивостью условий, при которых происходит разрушение горных пород, слагающих водосбор,
- 2) изменчивостью условий смыва и транспортирования продуктов разрушения горных пород,
- 3) различными темпами нарастания жидкого и твердого стока при продвижении вниз по течению реки.

ВНУТРИГОДОВАЯ ИЗМЕНЧИВОСТЬ СТОКА ВЗВЕШЕННЫХ НАНОСОВ РЕК БАСЕЙНА АМУ-ДАРЬИ

Первые проработки о закономерностях внутригодового распределения стока сделал Г. В. Лопатин. Он дал схематическую карту сезонного стока взвешенных наносов рек СССР, на которой в Азиатской части прослеживается только граница зоны с весенней концентрацией стока взвешенных наносов.

Взвешенные наносы в течение года распределяются неравномерно; основная масса их транспортируется в период паводков.

На горных реках бассейна Аму-Дарьи паводки проходят концентрированно и производят большую эрозионную работу. Поэтому часты совпадения по времени наибольших расходов воды и мутности, но прямой зависимости между ними не наблюдается.

Внутригодовое распределение стока наносов изучали по среднемесячным расходам 45 створов рек (продолжительность наблюдений от 3 до 15 лет). Эти материалы позволили провести лишь предварительные исследования поставленного вопроса.

Основная масса стока взвешенных наносов (более 90%) проносится в весенне-летний период.

Об изменчивости сезонного распределения стока взвешенных наносов по территории бассейна Аму-Дарьи можно судить по схематической карте сезонного стока (рис. 4).

Все реки разделены на три группы, довольно четко районированные по зонам.

Первую группу составляют реки с ранней весенней (III—V) концентрацией стока взвешенных наносов, когда проходит более 75% годового стока взвешенных наносов.

Вторая группа с весенне-летней концентрацией (III—VIII) характеризуется более равномерным распределением стока; проносится от 90 до 100% годового стока взвешенных наносов.

Третья группа характеризуется поздней летней концентрацией стока взвешенных наносов. В летний период реки этой группы несут более 75% годового стока взвешенных наносов.

Чем выше расположен водосборный бассейн над уровнем моря, тем более поздняя концентрация стока наносов. Так, в третью зону входят реки, берущие начало на Памире и в высокогорье Зеравшана со средневзвешенными высотами более 3000 м, во вторую — с водосборами на высоте 2000—3000 м. В первой зоне определяющим является не гипсометрическая характеристика, а другие факторы твердого стока.

Однако есть несколько створов на реках бассейна, которые не подчинены этой закономерности. Попытки установить количественные зависимости между величинами сезонного стока взвешенных наносов и главнейшими факторами не привели к успеху.

Сезонный сток взвешенных наносов рек бассейна Аму-Дарьи в неисследованных створах приближенно можно определить по схематической карте (рис. 4).

Точность определения оценивается величиной отклонения от средней для зоны, выраженной в процентах от годового стока.

Для первой зоны средняя величина сезонного стока за весенний период (III—V) составляет 82%, наибольшие отклонения от средней +11% и -7%.

Для второй зоны средняя весенне-летнего стока (III—VIII) составляет 96%, наибольшие отклонения не превышают +4% и -8%.

Для третьей зоны средняя за летний период (VI—VIII) составляет 84%, наибольшие отклонения не превышают +9,0% и -10%.

ВНУТРИГОДОВАЯ ИЗМЕНЧИВОСТЬ КРУПНОСТИ ВЗВЕШЕННЫХ НАНОСОВ РЕК БАСЕЙНА АМУ-ДАРЬИ

Впервые этот вопрос изучал Г. В. Лопатин, исследуя изменчивость крупности наносов рек СССР.

Позднее Г. И. Шамоу рассматривал распределение гранулометрического состава наносов по территории СССР.

Исходные данные о механическом составе взвешенных наносов приняты по опорным станциям УГМС.

Основные факторы, определяющие механический состав взвешенных наносов, по-видимому, те же, что и при формировании их сезонного стока.

При смыве и размыве нижних зон водосборов, сложенных в большинстве случаев рыхлыми мелкоземами, в стоке взвешенных наносов преобладают мелкие и мельчайшие частицы. По мере включения более высоких зон, представленных сравнительно стойкими к эрозии горными породами, увеличиваются более крупные фракции. Это иллюстрирует изменчивость характеристики крупности C по сезонам года на реках исследуемого бассейна.

Характеристика крупности — отношение веса частиц более 0,05 мм к весу частиц мельче 0,05 мм.

В режиме рек Средней Азии-значительную роль играет снеговое питание, определяющее формирование речного стока.

С повышением температуры фронт снеготаяния продвигается на более высокие гипсометрические уровни и формирование стока, а следовательно, и механического состава наносов, перемещается в новые высотные зоны.

Недостаточная изученность климатических элементов в исследуемом бассейне не позволяет установить непосредственную их взаимосвязь с процессами формирования стока.

Наносы, проносимые потоком, участвуют в истирании и измельчении твердых частиц. Этот процесс интенсивен там, где преобладают большие уклоны, обуславливающие бурное течение с большими скоростями.

Используя данные о механическом составе взвешенных наносов, мы исследовали характеристики крупности C и средневзвешенный диаметр частиц d_{cp} для створов станций по сезонам года.

Величина характеристики C и d_{cp} на территории исследуемого бассейна колеблется в широких пределах — C от 0,09 до 2,84, d_{cp} от 0,03 до 0,62.

По сезонам года они изменяются следующим образом.

	C	d_{cp}
Весной	от 0,16 до 1,30;	от 0,03 до 0,21
Летом	от 0,22 до 1,40;	от 0,03 до 0,21
Осенью	от 0,12 до 1,16;	от 0,04 до 0,62
Зимой	от 0,09 до 2,84;	от 0,04 до 0,62

Следует отметить общую тенденцию величины C к возрастанию с увеличением средневзвешенной высоты водосбора. При этом средний диаметр взвешенных наносов изменяется более резко, чем характеристика крупности C , однако четкой закономерности здесь не наблюдается.

Распределение зон крупности по сезонам года не остается стабильным; они перераспределяются по сезонам.

ЛИТЕРАТУРА

1. Кабанова К. С. Генетический анализ режима взвешенных наносов рек Средней Азии, Ученые записки ЛГУ, сер. геогр., вып. 8, 1952, № 152.
2. Лопатин Г. В. Наносы рек СССР, М., Географиз, 1952.
3. Светицкий В. П. Известия АН УзССР*, сер. техн. наук, 1958, № 3.
4. Светицкий В. П. Изменчивость годового стока взвешенных наносов, Бюллетень научно-технической информации, Ташкент, 1959, № 1.
5. Светицкий В. П. Известия АН УзССР*, сер. техн. наук, 1960, № 1.
6. Шамов Г. И. Речные наносы, Л., Гидрометиздат, 1959.
7. Шульц В. Л. Реки Средней Азии, М., Географиз, 1949.
8. Цветкова Н. А. Вопросы гидротехники*, вып. 1, Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1955.

ГИДРОЛОГИЧЕСКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА НУРЕКСКОЙ ГЭС

Краткая физико-географическая характеристика бассейна р. Вахш. Река Вахш—правая составляющая Аму-Дарьи. Естественными границами ее бассейна являются: с востока водораздельная линия Сарыкольского хребта, с юга — Заалайский, Академии Наук, Дарвазский и Вахшский хребты, с запада — Каратегинский и Каратау, с севера—Алайский и Каратегинский.

В горную часть Вахшского бассейна входят хребты, составляющие высокогорную Памиро-Алайскую систему.

Высокое размещение над уровнем моря бассейна р. Вахш способствует образованию оледенения. Восточные части хребтов Петра I и Академии Наук представляют собой сплошную ледниковую область с громадными ледниками им. Федченко, Мушкетова и др.

Водосбор р. Вахш отличается высоким увлажнением атмосферными осадками и значительной водоносностью.

Вахш берет начало на высоте 3680 м в восточной оконечности Алайской долины (под названием р. Кызылсу). Приняв ряд притоков с Алайского и Заалайского хребтов, она входит в урочище Каратеген, где в нее впадает крупный приток Муксу, питаемый ледниками северного склона хребта Петра I, и в первую очередь ледником Федченко. С места слияния Кызылсу и Муксу река получает название Сурхоб, а при слиянии с левым притоком р. Обихингоу, на расстоянии 384 км от устья, она именуется Вахшем.

Вахш течет на юго-запад. Русло его глубоко врезано в дно долины. У моста Пуль-и-Санги он протекает через узкое ущелье шириной 8—16 м.

Ниже г. Куйбышевабад река выходит на Вахшскую равнину и последние 140—150 км течет по широкой межгорной долине; русло ее дробится на множество рукавов. Прирусловая часть долины покрыта тугаями, местами встречаются болота и озера.

Вахшская долина орошается водами р. Вахш. В 170 км от устья с левого берега отведен Вахшский магистральный канал, а 2 км ниже с правого берега берет начало канал им. Куйбышева, орошающий Куйбышевабадский район. Выше водозабора в Вахшский канал расположена строящаяся Головная ГЭС.

Краткая климатическая характеристика. Различные орографические условия бассейна р. Вахш оказывают большое влияние на его климат. Бассейн характеризуется тремя высотными зонами: высокогорной, горной и долинной.

Распределение температур бассейна реки находится в тесной зависимости от высоты и формы рельефа. На высоте более 3000 м среднегодовая температура воздуха равна — 7,0°, на высотах до 3000 м она близка к 3,0°, а ниже 1500 м варьирует от 9 до 16°.

Максимальные температуры в бассейне колеблются от 14° (ледник Федченко) до 46° (Джиликуль), минимальные от — 48° (Сарыташ) до — 24° (Джиликуль). В районе строительства Нурекской ГЭС среднегодовая температура составляет 15,9°, максимальная достигает 43, а минимальная равна — 24. Продолжительность безморозного периода в долине в среднем 226 дней, в горной части 195, в высокогорной безморозный период отсутствует.

Относительная влажность в горных областях в среднем 60%, в долине колеблется от 50 до 65. Годовой ход влажности довольно плавный, наибольшая влажность наблюдается зимой.

В высокогорной части бассейна годовое количество осадков колеблется от 130 до 300 мм (за исключением ледника Федченко, где оно доходит до 700 мм), в горах средней части бассейна — от 650 до 900 и в долине — от 150 до 230. В районе строительства Нурекской ГЭС выпадает осадков до 450 мм в год.

Среднегодовая величина испарения в районе Нурекского водохранилища принята по аналогам 800 мм/год.

Ветер в районе Нурека долинный, с направлением в летнее время вверх по течению, зимой — вниз. Скорость ветра 7 — 12 м/сек, с порывами до 20.

Снежный покров незначителен и весьма неустойчив, высота его в наиболее снежные зимы достигает 15—20 см.

Гидрологическая изученность. Жидкий сток р. Вахш изучается с 1931 г., когда были открыты ст. Сечерогская (343 км от устья), Туткаульская (263 км) и Сарбантская (173 км).

На ст. Сарбантской наблюдения за уровнями проводили с августа 1928 г. Кроме того, в 1913—1918 гг. фиксировали изменения уровней по водопосту Тахтакува, близ устья реки; наблюдения были возобновлены в августе 1930 г., но в сентябре 1931 г. водопост вновь закрыли.

В настоящее время в Вахшском бассейне наблюдения за режимом реки проводятся по 12 гидрологическим станциям, находящимся в ведении Гидрометеослужбы.

Кроме данных по опорной сети гидрологических станций УГМС, для обоснования проекта Нурекской ГЭС использованы материалы изысканий САОГИДЭПа.

При анализе результатов наблюдений за жидким стоком вдоль р. Вахш обнаружены неувязки в пределах $\pm 20\%$.

В связи с этим мы произвели увязку и уточнили стоковые характеристики р. Вахш.

Режим жидкого стока. Гидрологические данные для створа Нурекской ГЭС взяты по материалам Туткаульской гидрометрической станции УГМС, расположенной вблизи проектируемой ГЭС (площадь водосбора в створах Туткаула и ГЭС 31 200 км²). Они были уточнены и увязаны с данными по выше- и нижерасположенным станциям на р. Вахш.

Для расчетов параметров годового стока реки в рассматриваемом створе взяты наблюдения за период с 1932 по 1957 г.

Среднегодовой расход воды 647 м³/сек, $C_{\sigma} = 0,14$, среднегодовой сток воды 20,5 км³.

Гидрографы р. Вахш по характерным годам приведены на рис. 1.

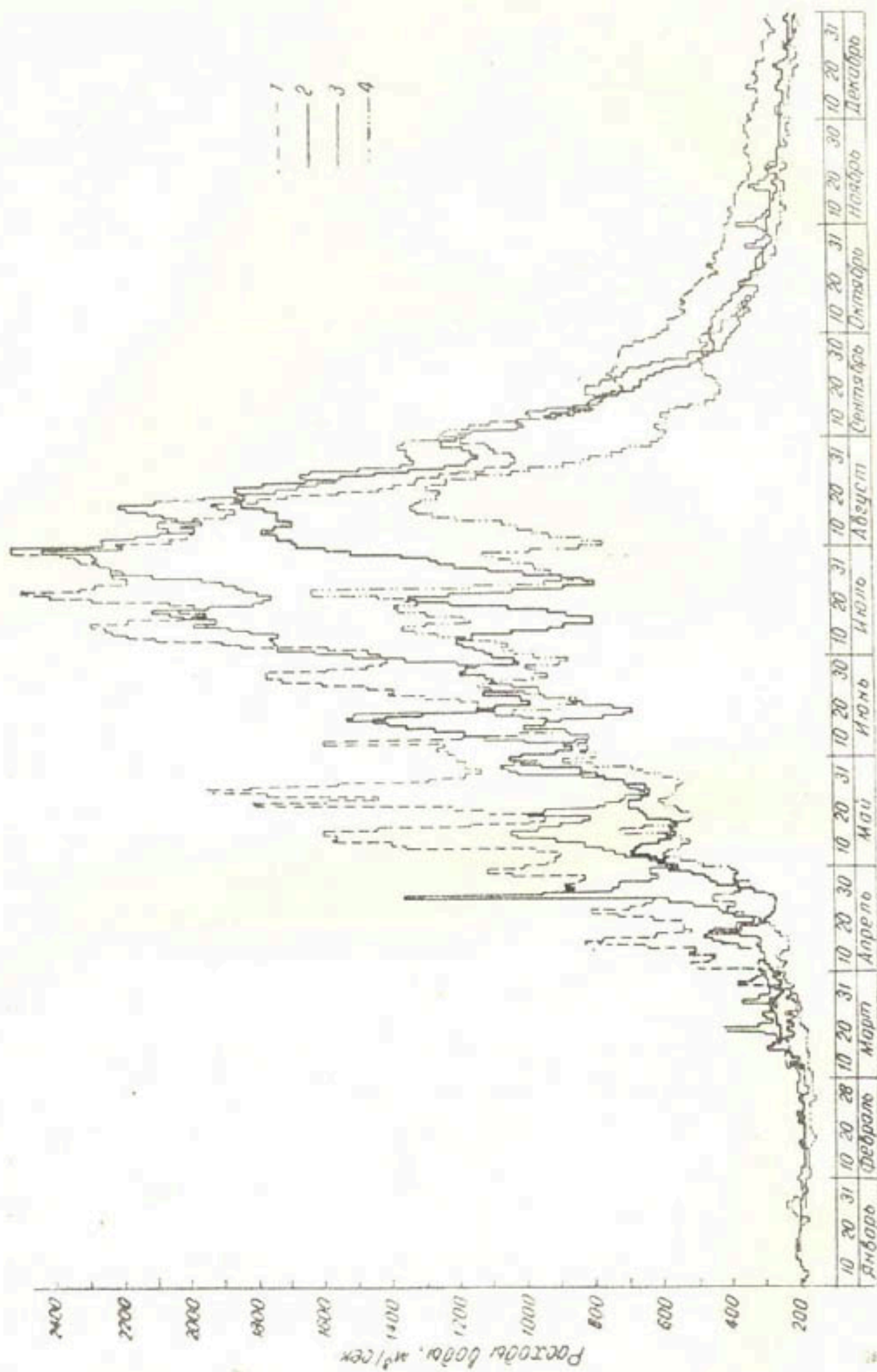


Рис. 1. Совмещенные графики колебания расходов воды р. Вахш за характерные 1941, 1949, 1955, 1957 гг. (ст. Туткаульская).

1—1949 г. — максимальный по сток; 2—1955 г. — один из минимальных по сток; 3—1941 г. — близкий к среднему; 4—1957 г. — маловодный.

Распределение стока по месяцам и периодам года на р. Вахш довольно устойчиво. Наблюдается лишь некоторое уменьшение стока от многоводного к маловодному летом и увеличение его зимой.

Максимальные расходы р. Вахш зависят в основном от таяния ледников и высокогорных снегов. Наибольший из них за указанный период составлял 3730 м³/сек (июль 1953 г.)¹, наименьший — 1780 м³/сек (май 1951 г.).

Анализ данных об уровнях и расходах р. Вахш за 1910—1959 гг. показал, что зафиксированный в 1953 г. максимальный расход отмечался один раз в 50 лет.

Расчет максимальных расходов произведен по материалам 1932—1959 гг. Расчетные параметры следующие:

$$Q_0 = 2395 \text{ м}^3/\text{сек}, C_0 = 0,19, C_1 = 3 C_0, a = 1,5.$$

Максимальные расходы различной обеспеченности для створа Нурекской ГЭС приведены ниже.

P, %	Q, м ³ /сек	
	нормальные условия	чрезвычайные условия
0,01	4790	5400
0,1	4220	4700
0,5	3830	—
1,0	3640	—
3,0	3350	—
5,0	3200	—
10,0	2990	—

Минимальные расходы воды в створе ст. Туткаульской наблюдаются в декабре — феврале и колеблются от 120 до 186 м³/сек.

Боковая приточность на участке от Нурекской до Головной ГЭС зависит в основном от периодически действующих саев, сток которых гидрометрически не учитывается. Поэтому норма боковой приточности между водохранилищами Нурекской и Головной ГЭС определяется как разность норм среднегодовых расходов и составляет 9,6 м³/сек (около 1,5% от расходов р. Вахш).

Ледовые явления на реке отмечены в основном в отдельные дни в виде шуги и заберегов; в редких случаях они наблюдаются несколько дней подряд.

В течение зимы ледообразования фиксируются несколько раз, особенно в январе.

За весь период наблюдений на ст. Туткаульской однажды 9 дней подряд (наивысшее число) были отмечены подобные явления (в общем за зиму 21 день с ледообразованиями).

Режим уровня реки ледообразования не искажают.

Твердый сток. Наблюдения за твердым стоком р. Вахш производятся в основном в части взвешенных наносов.

По ст. Туткаульской имеются данные с 1932 г. по настоящее время, однако за период до 1949 г. они неполноценны из-за длительных перерывов в наблюдениях. Средний сток взвешенных наносов по ст. Туткауль, определенный во взаимосвязи с главнейшими факторами [5], приводим ниже.

¹ По материалам САОГИДЭПа.

Месяц	R , кг/сек	Сток, тыс. т	Процент от годового стока
Январь	30,7	82,2	0,1
Февраль	61,4	148,5	0,2
Март	338	905,3	0,1
Апрель	1910	4950,7	6,2
Май	4420	11839	14,4
Июнь	4670	12105	15,2
Июль	9820	26302	32,0
Август	7480	20034	24,4
Сентябрь	1570	4069,4	5,1
Октябрь	215	575,9	0,7
Ноябрь	92,0	338,4	0,3
Декабрь	92,0	246,4	0,3
Годовой сток	2560	81496,5	100

Наибольшая среднегодовая мутность составляет 6150 г/м^3 (1956 г.), а наибольшая мутность при измерении расходов взвешенных наносов — 39900 г/м^3 (3. V 1956 г. расход взвешенных наносов 48700 кг/сек , расход воды $1220 \text{ м}^3/\text{сек}$).

По фракционному составу взвешенные наносы представлены в основном мелкими фракциями ($d < 0,05 \text{ мм}$).

Минералогические анализы показывают, что взвешенные наносы содержат более 70% кварца.

Сток влекомых наносов не изучался (за период VI 1958 — VII 1959 г. измерено только 47 расходов).

Наблюдения показывают, что движение влекомых наносов начинается в апреле; основная масса их проходит в июле—августе. В сентябре этот процесс ослабевает, и с октября по март сток донных наносов прекращается.

Во влекомых наносах крупные фракции ($d > 20 \text{ мм}$) составляют около 90%, содержание мелких фракций незначительно.

В створе ст. Туткаул величина стока влекомых наносов равна примерно 2% от стока взвешенных. В мелких фракциях влекомых наносов преобладает кварц, в более крупных — известняки и песчаники.

Из данных бактериологического анализа видно, что вода р. Вахш сильно загрязнена. В октябре—апреле она характеризуется повышенной, а временами высокой минерализацией.

Общая жесткость воды варьирует от 8,0 до $36,0^\circ$, а иногда от 3,0 до $14,0^\circ$.

Режим р. Вахш по проектным условиям. Создание Нурекского гидроузла с водохранилищем большой емкости, несомненно, изменит бытовой режим реки. Твердый сток продолжительное время будет оседать в водохранилище, что приведет к общему размыву русла и понижению горизонтов воды в нижнем бьефе.

В работе ГЭС предусматриваются большие суточные колебания расходов, а также увеличение зимних, которые должны внести значительные изменения в режим работы верхнего бьефа Головной ГЭС.

Для оценки работы Нурекского гидроузла в измененных условиях р. Вахш произведены расчеты заиления водохранилища, термического режима, общего размыва русла р. Вахш в нижнем бьефе и неустановившегося режима в нижнем бьефе при суточном регулировании.

Заиление водохранилища. С постройкой Нурекского гидроузла и образованием водохранилища емкостью $8,5 \text{ млрд. м}^3$ горизонт воды поднимется примерно на 250—270 м. При этом подпор распространится на 60—70 км. Характерной особенностью водохранилища явится большая сработка (до 80 м^3) в ноябре—мае. Водохрани-

лище имеет сравнительно узкую, вытянутую форму чаши. Вследствие этого процесс заиления в нем в отличие от подпертых бьефов протекает своеобразно.

Во время ежегодного наполнения наносы осаждаются в хвосте водохранилища в 50—60 км от гидроузла. Однако, так как отложение наносов происходит в узком каньоне и за короткий период они не успевают достаточно уплотниться, после сработки отложившиеся наносы взвешиваются и переносятся ниже по течению.

Как показал расчет, отложение взвеси происходит по всей длине и в первый же год эксплуатации достигает створа гидроузла.

Из анализа процесса заиления можно сделать следующие выводы.

1. Твердый сток р. Вахш (90 млн. т/год) приводит к сравнительно быстрому (в течение 30—40 лет) заилению мертвого объема.

2. Большая мутность потока ($14,5 \text{ кг/м}^3$) позволяет рассматривать его как тяжелый. В этом случае часть взвешенных наносов доходит до гидроузла и может быть сброшена в нижний бьеф. Однако это, вероятно, приведет к быстрому заилению перерегулирующей емкости Головной ГЭС.

Общий размыв русла в нижнем бьефе Нурекской ГЭС. Русло р. Вахш на участке между Нурекской и Головной ГЭС характеризуется большим слоем аллювиальных отложений мощностью 5—30 м с большим содержанием валунов.

Наиболее интенсивно общий размыв произойдет в первые 3—4 года, когда глубина его на приустьевом участке достигнет 2 м. В последующем влияние отмопки русла будет более сильным, размыв на приустьевом участке ослабнет и составит 2,5 м через 6—10 лет эксплуатации. Дальнейшее понижение будет настолько незначительным, что практически его в расчет можно не принимать.

Термический режим Нурекского водохранилища. При создании высоконапорной плотины необходимо принять во внимание термический режим водохранилища. На основании расчетов сделано построение температурных разрезов водохранилища перед гидроузлом (рис. 2). При этом использованы среднемесячные данные по метеостанциям Дангара, Кангурт, Обигарм, Гарм, Кургантюбе, Душанбе за период с 1926 по 1940 г., а также результаты наблюдений по Нурекской метеостанции САОГИДЭПа, (с января 1960 г.). Вычисления производили по формулам Пеховича [3], Шитовой [7] и Браславского [1].

По термическим показателям к Нурекскому водохранилищу наиболее близки оз. Малый Севан и Телецкое. Полученные отклонения в нижней части эпюра по Аральскому морю и Валдайскому озеру объясняются теплообменом воды со дном и соленостью Аральского моря.

Краткая физико-географическая характеристика бассейна Аму-Дарьи. Наиболее крупная по площади водосбора и водоносности река Средней Азии Аму-Дарья образуется слиянием р. Пяндж и Вахш; расстояние от истоков Пянджа до Аральского моря составляет 2574 км, а от слияния с Вахшем — 1437.

Площадь бассейна Аму-Дарьи в створе ниже устья последнего притока Ширабаддарьи равна 226800 км^2 , а общая площадь бассейна 465000 км^2 .

По физико-географическим условиям бассейн делится на две противоположные части. Восточная со средней взвешенной высотой 3250 м и высочайшими вершинами (пики СССР и Ленина) является водосбором реки. Западная часть, занимающая низменные пустыни и

¹ По первоначальным данным.

полупустыни, не имеющие постоянной гидрографической сети, — область рассеивания стока. Горная область Аму-Дарьи, несмотря на южное положение и высокую снеговую линию, характеризуется ис-

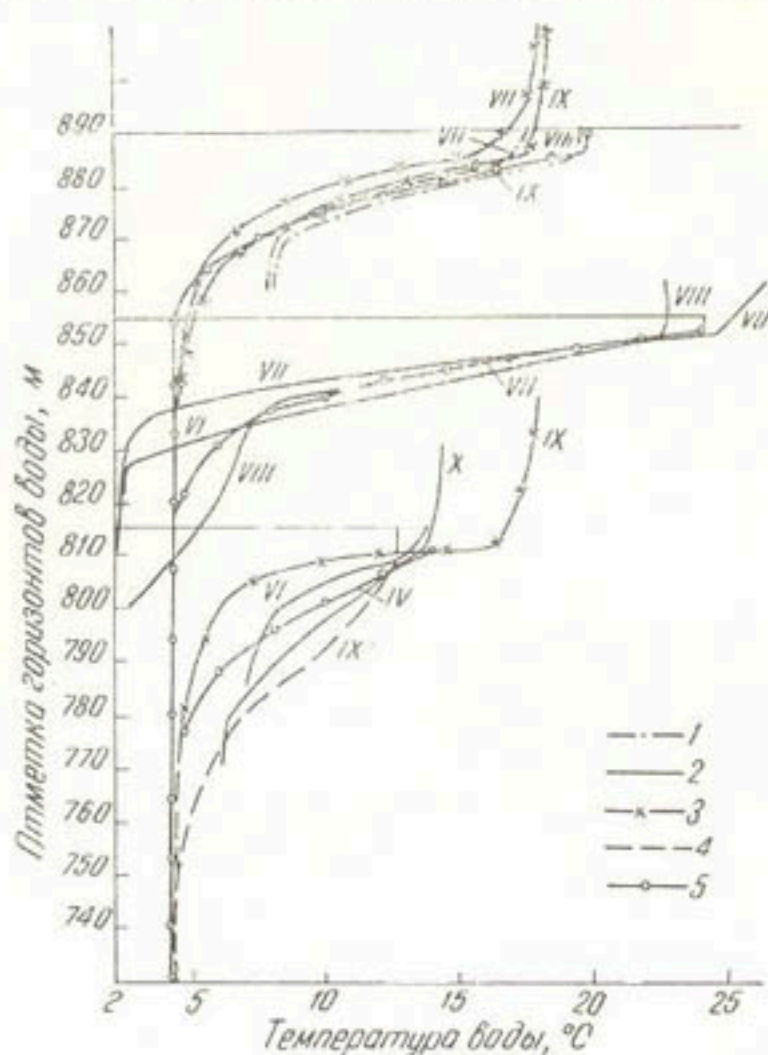


Рис. 2. График сопоставления результатов расчета с данными натурных наблюдений.

1 — температура Валдайского оз., 2 — Аральского моря, 3 — оз. Малый Севан, 4 — Телецкого оз., 5 — Нурекского водохранилища.

ключительно широким развитием вечных снегов и оледенения, что определяет ледниково-снеговой характер питания. Аму-Дарья принимает притоки только на первых 180 км. На дальнейшем протяжении она не только не имеет притоков, но ее воды очень интенсивно расходуются на орошение, испарение, фильтрацию, и река постепенно уменьшает свой сток. Слева в 12 км от слияния Пянджа и Вахша в Аму-Дарью впадает Кундуздарья, справа в 38 км — Кафирниган, в 137 км — Сурхандарья, в 180 км — Ширабаддарья, которая сбрасывает в Аму-Дарью ничтожное количество воды [8].

Аму-Дарья имеет весьма неустойчивое русло с интенсивными русловыми процессами.

По морфологическим признакам Аму-Дарью можно разбить на 5 участков.

1. От слияния Вахша и Пянджа до г. Керки (461 км) река протекает по широкой долине. Пойма ее низкая, пересечена протоками с многочисленными озерами и болотами. При паводках наиболее низкие места затопляются. Пойма покрыта тугаями. Русло реки умеренно извилистое, разбивается на ряд протоков, дно сложено крупным песком. На участке от Келифа до г. Керки из Аму-Дарьи отходят 3 правобережных оросительных канала, а с левого берега — Каракумский канал.

2. От г. Керки до теснины Ильчик (295 км) ширина долины изменяется от 4 до 25 км; пойма (ширина 4—5 км) в большие паводки затопляется. Русло реки умеренно извилистое, сильно разветвленное, ложе песчаное, крайне изменчивое. Берега обрывистые, в период паводка интенсивно разрушаются. На рассматриваемом участке из реки выведено 8 наиболее крупных ирригационных систем.

3. От теснины Ильчик до теснины Тюямуюн (314 км) характер долины резко изменяется: она сужается и приобретает ящикообразную форму. Здесь к ней вплотную подходят Каракумы и Кызылкумы.

Склоны долины крутые, обрывистые. В теснинах Дульдуйлатган и Тюямуюн река протекает в каньонах. Пойма в ряде мест отсутствует, но ширина ее может достигать 4—5 км. Русло реки слабо извилистое, протоки и острова сравнительно редки.

Разбор воды на орошение на данном участке незначителен.

4. От Тюямуюна до Тахъятаса (267 км) река проходит в аллювиальных наносах древней дельты. Долина резко расширяется, склоны ее плавно сливаются с окружающей местностью. Пойма широкая, в паводок заливается. Русло сильно разветвленное, в местах выхода коренных пород стеснено.

Почти весь участок занят культурнопосевными землями. Из реки забирает воду много оросительных каналов. Общий водозабор в маловодные годы составляет 25—30% расхода воды реки.

5. Ниже Тахъятаса до устья начинается современная дельта Аму-Дарьи, представляющая собой слабопокатую равнину, выполненную новейшими аллювиальными отложениями и пересеченную множеством протоков. Ниже п. Кызылджар Аму-Дарья делится на 2 крупных протока — Акдарью (среднегодовой расход в 1958 г. 1200 м³/сек) и Кипчакдарью (121 м³/сек). Устьем Аму-Дарьи принято считать место впадения ее судоходного рукава Талдык в залив Аральского моря.

Краткая климатическая характеристика бассейна Аму-Дарьи. Основной особенностью климата рассматриваемой территории является резко выраженная континентальность, особенно в пустынной части бассейна: очень жаркое и сухое лето, довольно суровая зима, большие суточные и годовые колебания температуры воздуха, малое количество осадков, низкая относительная влажность и малая облачность.

Среднегодовая температура в бассейне Аму-Дарьи колеблется от 17,4° (Термез) до —1,0° (Памир). Наиболее теплой частью является район Термез — Керки.

Среднегодовая температура воздуха вниз по течению реки постепенно убывает и в Нукусе равна 11,0°. Средняя температура самого теплого месяца года — июля — доходит в Каракумах до 32,2° (Репетек), понижаясь на леднике Федченко до 3,3°, а в Нукусе составляет 27,1.

Годовое количество осадков в Термезе равно 133 мм, в Керки 164, а в Нукусе 82; наибольшее годовое количество осадков — на леднике Федченко (726 мм).

Снежный покров в равнинной части бассейна обычно очень неустойчив, высота его незначительна, в предгорьях же на окраинах хребтов Памиро-Алайской системы он имеет большую мощность и более устойчив.

Гидрологическая изученность Аму-Дарьи. Первые гидрометрические исследования на Аму-Дарье были связаны с вопросами судоходства. С 1873 г. наблюдения проводились отдельными экспедициями. С 1910 г. начинается планомерное развитие гидрометрической сети в бассейне Аму-Дарьи.

Наблюдения за режимом реки производились в различное время в 40 пунктах. Сейчас они ведутся УГМС в 19 створах, причем расходы воды измеряют в 6 створах: Керки, Ильчик, Тюямуюн, Карамышташ, Чатлы, Кызылджар.

Особенно давно ведутся наблюдения за расходами воды по ст. Чатлы и Керки (33 года, включая и неполные), меньше в створе Карамышташ (21 год), на ст. Ташсака (13 лет) и в створе ст. Ильчик (4 года).

Изучение взвешенных наносов производили в створах Чатлы (24 года), Керки, Ташсака, Тюямуюн, Ильчик и Данишер (кратковременно и отрывочно; так, из 15 лет наблюдений в створе ст. Керки полные данные имеются только за 8 лет).

В головах всех каналов управлениями оросительных систем ведется учет забираемой воды. В марте — октябре, как правило, он не производится.

Оценка надежности стоковых данных. Анализ материалов гидрометрических наблюдений, произведенный Средазгипроводхлопком, АН УзССР и ГГИ, убеждает в том, что методика производства работ, количество измеряемых расходов, приборы и вспомогательные технические средства чаще всего не соответствовали в полной мере исключительному своеобразию гидрологического режима Аму-Дарьи и режима деформации ее русла.

Данные определений расходов воды Аму-Дарьи на большинстве гидрометрических станций крайне недостоверны. Ошибки являются результатом неточности при измерениях и вычислении расходов воды в промежутках между ними, что обусловлено интенсивной изменчивостью русла Аму-Дарьи как в высотном, так и в плановом отношении.

Наиболее тщательно изучались материалы Чатлинской станции. Изображенные графически совмещенные кривые расходов воды за 1913—1917 и 1931—1958 гг. дали очень тесный пучок. В результате подсчетов выяснено, что в пределах 0—5% зоны рассеивания располагается от 25 до 79% измеренных расходов воды, а в зоне $\pm 10\%$ — от 45 до 95%.

Необходимо отметить, что кривые $Q=f(H)$ для створа Чатлинской станции почти не имеют областей верхней экстраполяции. Все это позволяет считать данные станции Чатлы вполне удовлетворительными.

По ст. Керки кривые расходов воды построены за 1911—1920, 1925—1937, 1952—1958 гг. Совмещенные кривые имеют очень большой разброс: по оси ординат 60—70 см, по оси абсцисс 2000 м³/сек.

Для ст. Керки, по подсчетам Средазгипроводхлопка, в зону отклонений $\pm 20\%$ с 1911 по 1919 г. приходится в среднем 96% измеренных расходов, а за период после 1925 г. — 78%. За последние годы существенных изменений не произошло. Подсчет стока по ст. Керки следует считать приближенным.

Для сравнения качества полученных кривых расходов воды аналогичные подсчеты были произведены за несколько лет по ст. Карамышташ (Джумуртау) и Турткуль. Оказалось, что ст. Карамышташ формально имеет даже более точные показатели, чем Чатлы. Однако рассматриваемые кривые в створе ст. Карамышташ чаще разбиваются на отдельные ветви, слабее освещены измеренными расходами в верхних частях, часто имеют большие области верхней экстраполяции. Поэтому данные расходов воды по ст. Чатлы все же более надежны, чем по ст. Карамышташ. Наименее достоверны показатели

по ст. Турткуль и Тюямуюн, так как количество расходов, по которым составлены кривые, недостаточно. Так, иногда определение расходов воды производилось по многочисленным кривым, составленным по 3—4 измеренным расходам.

Бытовой режим Аму-Дарьи. Жидкий сток. Наибольшие расходы воды Аму-Дарьи наблюдаются в июне—августе, пик паводка также приурочен к этому периоду. Весенняя прибыль воды начинается с конца апреля, спад—в последних числах августа—начале сентября. В середине октября—конце февраля на реке зафиксированы наименьшие расходы межени. В верхнем течении реки в это же время отмечаются и минимальные горизонты воды, в нижнем течении от ст. Данишер (примерно в 500 км от устья) горизонты в зимний период (декабрь—март) довольно сильно искажаются ледообразованиями.

Продолжительность периода паводка вдоль всей реки около 4 мес. (рис. 3, 4).

Амплитуды колебаний уровней в течение года по гидрометрическим станциям УГМС достигают 3,7 м.

Даты прохождения максимальных и минимальных горизонтов воды вдоль реки не совпадают. Наблюдения за уровнями на всех станциях УГМС в настоящее время проводятся в 2 срока, до 1950 г. летом—в 3, зимой—в 1.

Для получения более регулярных данных САОГИДЭПом произведена увязка среднемесячных расходов воды по гидрометрическим станциям Керки, Ильчик, Тюямуюн и Чатлы (табл. 1).

Для восстановления сведений о среднемесячных расходах воды по ст. Ильчик и Тюямуюн с 1931 по 1958 г. и восполнения пропусков в наблюдениях по ст. Керки и Чатлы за 1911—1917 и 1926—1958 гг. были построены коррелятивные связи между ними по периодам: 1) подъем паводка (IV—VII) и 2) спад паводка + межень (VIII—III). Теснота связи характеризуется коэффициентами корреляции 0,95—0,99.

Изменчивость среднегодовых расходов воды характеризуется коэффициентом вариации, вычисленным из увязанных расходов по ст. Керки и Чатлы. По ст. Ильчик и Тюямуюн коэффициент вариации и среднегодовой многолетний расход определены по графикам связи со ст. Керки и Чатлы.

Для всех вышеназванных станций коэффициент вариации равен 0,17. Средне многолетний расход воды ($\text{м}^3/\text{сек}$) по ст. Керки составляет 2069, Ильчик 1909, Тюямуюн 1800, Чатлы 1491.

Максимальные расходы Аму-Дарьи формируются в верховьях бассейна; вниз по течению они уменьшаются за счет руслового регулирования, отбора в ирригационные каналы и испарения.

Максимальные расходы по станциям были взаимно увязаны между собой, что дало возможность определить средние данные по ст. Керки и Чатлы за 42 года (1911—1918 и 1925—1958 гг.). То же относится и к ст. Ильчик и Тюямуюн.

В результате расчетов получены следующие параметры максимальных расходов воды.

Станция	$Q, \text{м}^3/\text{сек}$	C_T	C_d
Керки	6000	0,22	0,41
Ильчик	5600	0,22	0,44
Тюямуюн	5250	0,21	0,42
(Ташсака)			
Чатлы	4520	0,21	0,42

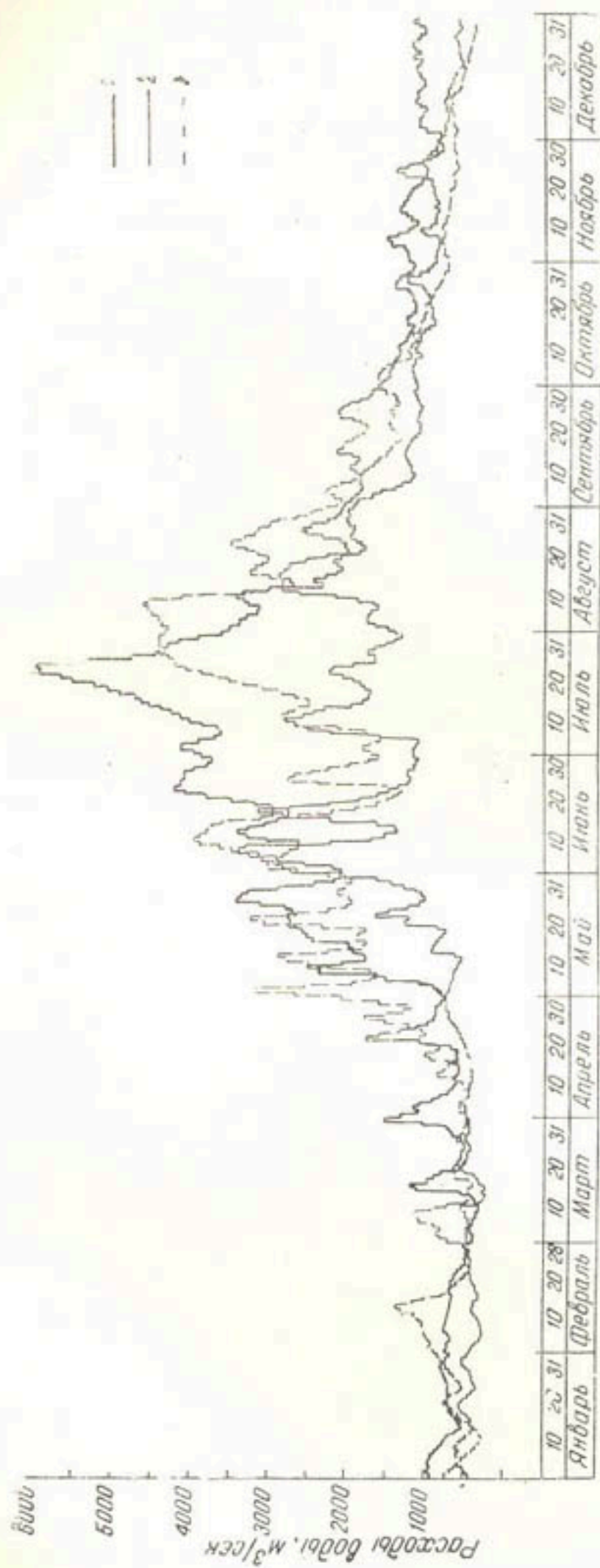


Рис. 4. Совмещенные графики колебания расходов воды Аму-Дарьи за характерные 1951, 1953, 1956 гг. (ст. Чатлы).
1—1953 г.—многоводный, 2—1951 г.—маловодный, 3—1956 г.—средний по стоку.

Расчетные максимальные расходы различной обеспеченности приведены в табл. 2.

Минимальные расходы Аму-Дарьи приходятся на декабрь — февраль и колеблются от 410 до 721 м³/сек (ст. Керки) и от 280 до 588 м³/сек (ст. Чатлы).

Даты прохождения их вдоль реки не совпадают.

Таблица 1

Распределение стока Аму-Дарьи по опорным станциям за многолетний период

Месяц	Керки			Ильчик		
	Q, м ³ /сек	W, млн.м ³	% от годовых	Q, м ³ /сек	W, млн.м ³	% от годовых
I	800	2143	3,3	794	2127	3,5
II	783	1894	2,9	769	1860	3,1
III	883	2365	3,6	850	2277	3,8
IV	1609	4170	6,4	1487	3854	6,4
V	2845	7620	11,6	2600	6964	11,5
VI	3872	10036	15,3	3435	8904	14,8
VII	4610	12347	18,8	4141	11091	18,3
VIII	3989	10684	16,3	3602	9648	16,0
IX	2275	5897	9,0	2088	5412	8,9
X	1273	3410	5,2	1250	3348	5,5
XI	1008	2613	4,0	1011	2621	4,3
XII	880	2357	3,6	886	2373	3,9
Средне-годовой	2069	65536	100	1909	60479	100

Месяц	Тюямуюн			Чатлы		
	Q, м ³ /сек	W, млн.м ³	% от годовых	Q, м ³ /сек	W, млн.м ³	% от годовых
I	748	2003	3,5	625	1674	3,5
II	724	1752	3,1	624	1510	3,2
III	821	2199	3,9	628	1682	3,6
IV	1258	3261	5,7	999	2583	5,5
V	2287	6126	10,7	1869	5006	10,6
VI	3206	8310	14,6	2657	6887	14,6
VII	3955	10593	18,6	3268	8753	18,5
VIII	3516	9417	16,5	2896	7757	16,4
IX	2024	5272	9,2	1768	4583	9,7
X	1206	3230	5,7	1049	2810	5,9
XI	963	2496	4,4	817	2118	4,5
XII	882	2362	4,1	697	1867	4,0
Средне-годовой	1800	57021	100	1491	47236	100

Русловой баланс Аму-Дарьи от ст. Керки до ст. Чатлы. Русловой баланс Аму-Дарьи составляли многие организации по материалам УГМС и Министерств водного хозяйства Таджикской, Узбекской и Туркменской ССР.

Подробную характеристику этого вопроса с использованием гидрометрических наблюдений по 1951 г. дал А. К. Проскуряков [4].

рассмотревший два участка реки — от ст. Керки до ст. Ташсака и затем до Нукуса.

По А. К. Проскурякову, наибольшая величина потерь на первом участке в мае и июне составляет соответственно 22,2 и 19,5% от расхода в реке.

Таблица 2

Станция	Условия эксплуатации	Обеспеченность, %						
		0,01	0,1	0,5	1	3	5	10
Керки	Норм.	12400	10910	9950	9500	8750	8320	7740
	Чрезв.	13380	11570	—	—	—	—	—
Ильчик	Норм.	11400	10200	9300	8870	8160	7760	7200
	Чрезв.	12300	10900	—	—	—	—	—
Тюямуюн	Норм.	10350	9330	8540	8150	7550	7000	6690
	Чрезв.	11140	9950	—	—	—	—	—
Чатлы	Норм.	8950	8030	7350	7020	6500	6190	5770
	Чрезв.	9630	8560	—	—	—	—	—

На втором участке в течение 8 мес. имеет место приток в русло, особенно интенсивный в апреле — июне (11,6%).

Мы сопоставляем расходы воды по участкам Керки — Ильчик, Ильчик — Ташсака, Ташсака — Чатлы (табл. 3).

Степень изученности реки, объем и качество имеющихся материалов (по 1958 г.) позволяют получить лишь приближенные данные о русловом балансе на отмеченных участках.

На участке Керки — Ильчик (301 км) общий среднегодовой водозабор из Аму-Дарьи составляет 50 м³/сек, между ст. Ильчик и Ташсака (244 км) водозабора практически нет (2 м³/сек). На участке Ташсака — Чатлы (237 км) он равен 250—290 м³/сек.

Попытка установить зависимость величины русловых потерь от расхода воды в реке по участкам и группам лет не дала результатов, кроме участка Керки — Ильчик, для которого получена довольно четкая зависимость.

Для расчетов рекомендуем брать среднемноголетние значения потерь, вычисленные отдельно для каждой группы лет — много-, мало- и средневодной (табл. 3).

Твердый сток и русловые процессы. Наблюдения за стоком взвешенных наносов Аму-Дарьи проводились по ст. Ильчик, Тюямуюн и особенно регулярно по ст. Керки (1930—1947, 1950—1958 гг.) и Чатлы (1931—1958 гг.).

Среднемноголетнее

Станция	R кг/сек	W, млн. т
Керки	8490	270
Ильчик	6018	191
Ташсака	6510	207
Чатлы	4210	134

Данные по ст. Тюямуюн мы не учитывали ввиду их сомнительности. Из-за неточности материала по жидкому стоку и несовершенства методики учета стока наносов соответствующие данные по длине реки не увязаны.

Определение потерь по участкам Аму-Дарьи

Расходы воды в створах, м ³ /сек	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Ср. год.
За многоводные годы													
Керки	870	822	982	2425	3608	4875	6480	5080	2515	1482	1131	1033	2610
Водозабор	39	20	70	55	69	91	110	98	48				50
Разность	831	802	912	2370	3539	4784	6370	4982	2467	1482	1131	1033	2560
Ильчик	842	797	947	2203	3174	4212	5528	4380	2388	1404	1087	995	2330
Потери,	+11	-5	+35	-167	-362	-572	-842	-602	-79	-78	-44	-38	-230
%	1,3	0,6	3,6	6,9	10,0	11,7	13,0	11,8	3,1	5,3	3,9	3,7	8,8
Ильчик	842	797	947	2203	3177	4212	5528	4380	2388	1404	1087	995	2330
Водозабор			1	2	2	4	4	3	1				
Разность	842	797	946	2201	3175	4208	5524	4377	2387	1404	1087	995	2320
Ташсака	768	797	921	1895	2823	3960	5180	4174	2212	1328	1014	953	2169
Потери,	-74	0	-25	-306	-352	-248	-344	-203	-175	-76	-73	-42	-160
%	8,8	0	2,6	14,0	11,1	5,9	6,2	4,6	7,3	5,4	6,7	4,2	6,9
Ташсака	768	797	921	1895	2823	3960	5180	4174	2212	1328	1014	953	2169
Водозабор	70	123	224	367	394	529	579	575	189				254
Разность	698	674	697	1528	2429	3431	4601	3598	2023	1328	1014	953	1915
Чатлы	714	623	637	1560	2540	3368	4463	3535	1986	1180	890	767	1855
Потери,	+16	-51	-60	-32	+111	-63	-138	-63	-37	-148	-124	-196	-60
%	2,1	6,4	6,5	1,7	3,9	1,6	2,7	1,5	1,7	11,1	12,2	20,6	2,8

За годы средней водности

Керки	864	797	958	1415	2686	3766	4728	3947	2208	1248	1034	910	2047
Водозабор		15	66	54	75	96	118	117	56				50
Разность	864	782	892	1361	2611	3670	4610	3830	2152	1248	1034	910	1997
Ильчик	836	778	924	1362	2418	3311	4092	3551	2099	1197	996	879	1870
Потери,	-28	-4	+32	+1	-193	-359	-518	-279	-53	-51	-38	-31	-127
%	3,2	0,2	3,3	0	7,2	9,6	11,0	7,1	2,4	4,1	3,7	3,4	6,2
Ильчик	836	778	924	1352	2418	3311	4092	3551	2099	1197	996	879	1870
Водозабор			2	2	3	4	5	5	1				2
Разность	836	778	922	1360	2415	3307	4087	3546	2098	1197	996	879	1868
Ташсака	800	731	861	1157	2087	3227	3890	3459	2145	1197	955	832	1778
Потери,	-36	-47	-61	-203	-328	-80	-197	-87	+47	0	-41	-47	-90
%	4,3	6,1	6,6	14,9	13,5	2,4	4,8	2,4	2,2	0	4,1	5,4	4,8
Ташсака	800	731	861	1157	2087	3227	3890	3459	2145	1197	955	832	1778
Водозабор	107	136	275	379	443	550	661	616	264				286
Разность	693	595	586	778	1644	2677	3229	2843	1881	1197	955	832	1492
Чатлы	635	637	702	869	1651	2771	3385	2970	1791	1076	817	699	1500
Потери,	-58	+42	+116	+91	+7	+94	+156	+127	-90	-121	-138	-133	+8
%	7,3	5,7	13,5	7,8	0,3	2,9	4,0	3,7	4,2	10,1	14,5	16,0	0,5

Расходы воды в створах, м ³ /сек	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Ср. год.
За маловодные годы													
Керки	746	718	730	998	2220	3255	3180	3080	1820	1160	1038	907	1654
Водозабор		44	66	71	78	94	110	112	60				53
Разность	746	674	664	927	2142	3161	3070	2968	1760	1160	1038	907	1601
Ильчик	796	711	701	960	2118	2939	3072	2795	1746	1110	992	875	1568
Потери,	+50	+37	+37	+33	-24	-222	+2	-173	-14	-50	-48	-32	-33
%	6,7	5,2	5,1	3,3	1,1	6,8	0	5,6	0,8	4,3	4,6	3,5	2,0
Ильчик	796	711	701	960	2118	2939	3072	2795	1746	1110	992	875	1568
Водозабор		1	2	3	4	6	6	6	2				
Разность	796	710	699	957	2114	2933	3066	2789	1744	1110	992	875	1566
Ташсака	701	671	705	887	1610	2507	2588	2494	1709	1082	942	848	1395
Потери,	-95	-39	+6	-70	-504	-426	-478	-295	-35	-28	-50	-27	-171
%	12,0	5,5	0,9	7,3	23,7	14,5	15,6	10,5	2,0	2,5	5,0	3,1	10,9
Ташсака	701	671	705	887	1610	2507	2588	2494	1709	1082	942	848	1395
Водозабор	130	134	236	314	410	520	586	580	302				268
Разность	571	537	469	573	1200	1987	2002	1914	1407	1082	942	848	1127
Чатлы	549	532	509	547	1316	2163	2163	2073	1351	902	799	642	1129
Потери,	-22	-5	+40	-26	+116	+176	+161	+159	-56	-180	-143	-206	+2
%	3,1	0,7	5,7	2,9	7,2	7,0	8,2	6,4	3,3	16,6	15,2	24,3	0,1

По ст. Ильчик и Ташсака наблюдения за взвешенными наносами были кратковременными, поэтому средний расход взвешенных наносов за ряд лет восстановлен по соотношению стока воды и наносов опорных станций.

В паводок 30—40% фракций взвешенных наносов имеет диаметр 0,01—0,05 мм. В многоводные годы увеличивается содержание крупных фракций, в маловодные — более мелких.

По кратковременным наблюдениям САОГДЭПа, в верхнем течении Аму-Дарьи до ст. Керки сток влекомых наносов составляет приблизительно 10% от стока взвешенных. В нижнем течении Аму-Дарьи сток влекомых наносов не изучался.

Процесс руслоформирования на Аму-Дарье происходит непрерывно, достигая наибольшей интенсивности в период паводка (апрель — август), когда проходит 90% годового стока наносов.

Данные наблюдений 1955—1958 гг. по 4 гидрометрическим станциям УГМС (Керки, Ильчик, Тюямуюн и Чатлы) позволяют установить довольно определенную зависимость в изменении твердого стока по длине реки. Сток взвешенных наносов от створа Керки уменьшается к Ильчику, затем значительно возрастает к Тюямуюну и вновь резко уменьшается к ст. Чатлы, что фиксируется в течение всего периода прохождения паводков многоводного и среднего по водности года. Несколько иная картина наблюдается в маловодный год, когда сток взвешенных наносов растет до Тюямуюна, а затем уменьшается к Чатлы.

По характеру русловых процессов река делится на два участка. Первый участок (до Тюямуюна) характеризуется незначительным отбором воды на ирригацию. Направленность русловых процессов здесь зависит в основном от гидравлических особенностей самой реки.

Второй участок (от Тюямуюна до устья) отличается большим отбором воды на орошение, что, безусловно, влияет на ход русловых процессов.

Анализ бытового режима реки показал следующее.

1. От Керки к Ильчику нагрузка потока падает, что свидетельствует о частичном отложении наносов. Уменьшение нагрузки идет, как правило, за счет уменьшения фракций крупнее 0,05 мм. Кроме того, часть наносов переходит из взвешенного состояния в придонное. Уменьшение транспортирующей способности потока подтверждается также широким развитием пойменных террас.

2. От Ильчика к Тюямуюну нагрузка потока сильно возрастает главным образом благодаря фракциям диаметром более 0,05 мм, хотя в общем стоке значительный процент составляют более мелкие фракции. Увеличение нагрузки и стока наносов объясняется различного рода деформациями и переходом части донных и придонных наносов во взвешенное состояние.

Указанный режим реки, очевидно, обусловлен геологическими особенностями участка. Так, от Ильчика вниз по течению на 70,0 км широко развиты пойменные и надпойменные террасы, сложенные в основном аллювием. Берега сильно деформируются (явление дейгиша). По данным С. Т. Алтунина, размыв берегов между Чарджоу и Гурленом достигает значительных размеров; на участках длиной до 100 км и более срыв береговой полосы может достигать до 200 м в год. На 70—80 км ниже Ильчика река входит в зону горной гряды, заканчивающейся тесниной Тюямуюн. Длина этого участка около 220 км. Здесь отмечается резкое повышение транспортирующей способности потока, что приводит к деформации русла при очень слабом изменении берегов, а также к переходу придонных и частично донных наносов во взвешенное состояние.

На втором участке (ниже Тюямуюна) бытовой режим реки значительно нарушается отбором воды на ирригацию с частичным забором наносов. Большая же часть наносов осаждается в реке, о чем свидетельствует уменьшение стока взвешенных наносов у створа Чатлы.

Таким образом, в период прохождения основного стока наносов к створу Керки поток подходит явно перегруженным взвешенными наносами, что приводит к значительному осаждению (около 25%) их на нижележащем участке, примерно у створа ст. Ильчик. При этом приблизительно 2,5% их попадает в ирригационные каналы.

От Ильчика и несколько ниже Тюямуюна до участков большого разбора воды на ирригацию гидравлические элементы русла Аму-Дарьи таковы, что поток приобретает значительную избыточную транспортирующую способность. Указанное обстоятельство приводит к большим деформациям берегов и русла реки с частичным переходом придонных и донных наносов во взвешенное состояние.

3. К створу Чатлы и ниже до Аральского моря в результате разбора воды на орошение и деления реки на отдельные протоки транспортирующая способность потока заметно падает, что приводит к осаждению части наносов на этом участке. Следствием такого формирования реки в собственных отложениях явилось то, что здесь река течет выше окружающей местности.

Русловые процессы Аму-Дарьи при наличии Нурекского водохранилища. Почти полное отсутствие сведений о бытовом режиме нижнего течения р. Вахш не позволяет установить изменения в характере протекания русловых деформаций, которые будут происходить после создания Нурекского водохранилища. Поэтому было сде-

лено два предположения о возможных изменениях в русловых процессах Аму-Дарьи после постройки водохранилища.

1. Наносы из р. Вахш не поступают, а расходы воды регулируются водохранилищем.

2. На нижнем участке р. Вахш длиной 148 км имеются песчаные аллювиальные отложения, за счет которых и происходит насыщение осветленного потока.

Рассмотрим первое предположение.

Анализ изменений русловых деформаций Аму-Дарьи показал следующее.

Уменьшение твердого стока на участке до створа Керки приведет к некоторому увеличению транспортирующей способности потока, однако в связи с сокращением руслоформирующих расходов (в результате регулирования жидкого стока Нурекским водохранилищем) оно будет небольшим.

Ниже створа Керки, примерно до Ильчика, некоторое повышение транспортирующей способности уменьшит объем отложений на этом участке.

На участке Ильчик — Тюямуюн изменение в транспортирующей способности потока будет связано лишь с понижением руслоформирующих расходов, что, в свою очередь, должно привести к уменьшению происходящих здесь деформаций.

На участке основного разбора воды на ирригацию от Тюямуюна до Чатлы существенных изменений в русловых процессах не произойдет.

Второе предположение об изменениях в режиме Аму-Дарьи связано с русловыми деформациями Вахша, а следовательно, и насыщением потока его наносами.

По предварительным данным, донные отложения устьевой части русла р. Вахш (148 км) представлены песками с примесью иловатых частиц.

Размыв русла р. Вахш будет происходить длительное время, однако наиболее интенсивно в первые 35—40 лет, в последующем начнет постепенно затухать и через 55—70 лет почти прекратится.

Это может привести к некоторой деформации русла выше Керкинского створа.

На участке Керки — Ильчик русловые процессы будут аналогичны бытовым, но в ослабленной форме; на участке Ильчик — Тюямуюн в большей степени скажется снижение транспортирующей способности, что уменьшит деформацию русла на этом участке; между Тюямуюном и Чатлы изменение русловых процессов будет мало заметным.

Зимние уровни низовьев Аму-Дарьи при работе Нурекского водохранилища. В низовьях реки почти ежегодно наблюдается ледостав, в среднем течении — шугоход и замерзание протоков, в верхнем — редкий шугоход и забереги. Зимний режим низовьев Аму-Дарьи характеризуется зажорно-заторными явлениями, вызывающими на многих водных постах подъем горизонтов воды выше летних паводковых.

Расчеты по выявлению влияния попусков из Нурекского водохранилища на режим расходов воды Аму-Дарьи с учетом отбора воды в каналы и руслового регулирования показали, что даже в условиях многоводных лет поступление воды в низовья будет равно 800—900 м³/сек, а соответствующие им зажорные уровни не превысят бытовых [6].

ЛИТЕРАТУРА

1. Браславский А. П. и Викулина Э. А. Нормы испарения с поверхности водохранилища, Л., Гидрометеониздат, 1954.
 2. Милькис Б. Е., Саатов М. С., Нагильников Л. П. «Известия АН УзССР», серия техн. наук, 1960, № 6.
 3. Пехович А. И. «Гидротехническое строительство», 1959, № 11.
 4. Проскуряков А. К. Водный баланс р. Аму-Дарьи на участке от г. Керки до г. Нукус, Л., Гидрометеониздат, 1953.
 5. Светицкий В. П. «Известия АН УзССР», серия техн. наук, 1958, № 3.
 6. Светицкий В. П., Пилосов Э. М., Рожков Н. П., Готлиб Я. Л., Малков А. Б., Маевский И. С., Разаренов Ф. Ф. «Известия АН УзССР», серия техн. наук, 1961, № 3.
 7. Шитова Н. Д. «Метеорология и гидрология», 1949, № 1.
 8. Шульц В. Д. Реки Средней Азии, М., 1949.
-

СОДЕРЖАНИЕ

Н. Т. Лактаев, М. Д. Челюканов. Водопользование совхоза «Пахта-арал».	5
И. Б. Чиж. Основы расчета водораспределения в ирригационных каналах с правильными водовыпусками.	37
Н. В. Кокая. Автомат-регулятор расхода из закрытых оросительных сетей.	56
Н. В. Кокая. Ромбовидное отверстие в водовыпуске и его влияние на режим сопряжения струи с потоком нижнего бьефа.	70
А. М. Мухамедов. Общие указания и рекомендации по промыву наносов на гидроузлах.	77
В. П. Светицкий. Средний сток взвешенных наносов рек бассейна Аму-Дарьи.	100
В. П. Светицкий, А. Б. Малков. Гидрологическая характеристика Нурекской ГЭС.	110

ЗАМЕЧЕННЫЕ ОПЕЧАТКИ

Страница	Строка	Напечатано	Следует читать
43	3-я сверху (формула 19, правая часть)	$\frac{1}{\lambda_1} \frac{q_2}{\lambda_1}$	$\frac{1}{\lambda_1} \frac{q_2}{\lambda_1}$
43	9-я сверху (формула 20, правая часть)	$\frac{1}{\lambda_2} q_2$	$\frac{1}{\lambda_2} q_1$
64	11-я сверху (формула 3, левая часть)	$\frac{Q_p}{Q_p^{\min}}$	$\frac{Q_p}{Q_p^{\min}}$

К заказу 727

Форм

г.
№ 512.

тираж 600. цена 80 к.

Типография Издательства АН УзССР, Хорезмская, 9. Заказ 727.
Адрес Издательства: Куйбышева, 15.