

ВОПРОСЫ ГИДРОТЕХНИКИ

ВЫПУСК

5

ИЗДАТЕЛЬСТВО АКАДЕМИИ НАУК УЗБЕКСКОЙ ССР

ЎЗБЕКИСТОН ССР ФАНЛАР АКАДЕМИЯСИ
СУВ ПРОБЛЕМАЛАРИ ВА ГИДРОТЕХНИКА ИНСТИТУТИ

ГИДРОТЕХНИКА МАСАЛАЛАРИ

5-КИТОБ

МАШИНА ЕРДАМИДА СУҒОРИШ ҲАМДА СУҒОРИШ
СИСТЕМАЛАРИ ҚУРИЛИШНИ МЕХАНИЗАЦИЯЛАШ

ЎЗБЕКИСТОН ССР ФАНЛАР АКАДЕМИЯСИ НАШРИЁТИ
ТОШКЕНТ-1962

АКАДЕМИЯ НАУК УЗБЕКСКОЙ ССР
ИНСТИТУТ ВОДНЫХ ПРОБЛЕМ И ГИДРОТЕХНИКИ

ВОПРОСЫ ГИДРОТЕХНИКИ

ВЫПУСК 5

МАШИННОЕ ОРОШЕНИЕ И МЕХАНИЗАЦИЯ
СТРОИТЕЛЬСТВА ОРОСИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ

ИЗДАТЕЛЬСТВО АКАДЕМИИ НАУК УЗБЕКСКОЙ ССР

ТАШКЕНТ-1962

В настоящем сборнике рассматриваются вопросы проектирования систем зонального машинного орошения, насосных станций и закрытой ирригационной сети.

Даются рекомендации по вопросам нормирования работы оросительных установок временного типа, сообщается о внедрении новой марки насосов для вертикального дренажа. Приводятся результаты производственных испытаний в строительстве лотковых ирригационных каналов, закрытых дрена и автоматизации учета работы экскаваторов.

Статьи предназначаются для научных работников, работников проектных и строительных организаций водного хозяйства и студентов гидротехнических вузов.

Ответственный редактор
З. Х. Хусан-Ходжаев

В. А. БАРАНОВ

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СИСТЕМ ЗОНАЛЬНОГО МАШИННОГО ОРОШЕНИЯ

В настоящей работе, предназначенной главным образом для инженеров-гидротехников, проектирующих ирригационные системы с машинным подъемом воды, рассматриваются с точки зрения энергетики два вопроса: о разбивке орошаемого массива на зоны водоподдачи и о схеме размещения насосных станций.

Подъем воды равнозначен увеличению запаса ее потенциальной энергии. Прирост энергии воды осуществляется на насосной станции путем преобразования подводимой со стороны электрической, тепловой или гидравлической энергии.

Преобразование энергии неизбежно сопровождается потерями ее. Поэтому все основные узлы оборудования и сооружений насосной станции наряду с требованиями экономичного решения в строительстве должны быть подчинены задаче снижения потерь энергии в процессе ее преобразования.

К числу основных узлов относятся: двигатель, трансмиссия, насос, трубопровод, водоподводящие и водовыпускные сооружения.

Потери энергии в гидротехнических сооружениях обычно выражаются в перепадах горизонтов протекающей через них воды и создают так называемые потери переподъема.

В табл. 1 приведены балансы энергии электрифицированных насосных агрегатов трех крупных оросительных станций современного типа. Из них видно, что наибольшие потери энергии (до 75%) наблюдаются в гидромеханических системах станций (насосах и трубопроводах). Это заставляет обращать внимание на подбор насосных агрегатов и трубопроводов, который неразрывно связан с выбором расчетных значений высоты подъема и производительности станции. Последние же выясняются в процессе разработки ирригационной части проекта орошения заданного массива.

Оросительная насосная станция должна удовлетворять следующим требованиям, необходимым и достаточным для обеспечения ее нормальной работы: станция должна обеспечивать подачу форсированных расходов по графику водопотребления; средняя за год стоимость полезной работы станции должна быть наименьшая; при колебаниях высоты подъема в насосах не должно возникать кавитационных или неустойчивых режимов, а двигатели не должны подвергаться опасной перегрузке; запас мощности двигателей должен быть по возможности минимальным. Если хотя бы одно из этих требований не

будет выполнено, в работе станции возникнут определенные недостатки.

Для выполнения требований в процессе проектирования станции существуют следующие возможности: выбирать число зон орошения, варьировать распределение орошаемых земель по зонам, рассматривать различные схемы размещения насосных установок по ступеням водоподачи, сообразуясь с рельефом местности; изменять число агре-

Таблица 1

Балансы энергии насосных агрегатов зональных оросительных станций в Ленинабадской области ТаджССР (по проектным данным)

Показатели	Насосная станция					
	„Дальвер- зин I“		„Дальвер- зин II“		„Самгар II“	
	квт	%	квт	%	квт	%
Электрическая подводимая мощность	1235	100	1285	100	908	100
Потери в электродвигателе	65	5,25	78	6,1	56	6,2
Потери в трансмиссии	Нет					
Потери в насосе	170	13,75	217	16,9	155	17,2
Потери в трубопроводе	64	5,2	105	8,2	12	1,3
Потери перепада	Почти нет					
Полезная мощность	936	75,8	885	68,8	685	75,3
Номинальная мощность двигателя на его валу	1500	100	1520	100	950	100
Эффективная мощность на валу двигателя	1170	78	1207	79	852	89,4
Недогрузка двигателя	330	22	325	21	98	10,6

гатов каждой ступени; подбирать насосы того или другого типа по быстроходности; использовать возможность подрезки рабочих колес насосов.

Кроме того, социалистическая система хозяйства дает возможность решать задачи машинного орошения в широком масштабе, не ограничивая их административным делением территории.

Таким образом, всегда существует возможность наметить несколько вариантов основного оборудования насосной станции и выбрать наиболее подходящий из них.

Выбор насосных агрегатов может быть разделен на три части.

I. Назначение вариантов числа зон орошения и ступеней подачи воды, определение расчетных величин высоты подъема и требуемой подачи воды для каждой ступени.

II. Назначение вариантов числа насосных агрегатов и их расчетной производительности по ступеням водоподачи. Предварительный или первичный подбор насосов и двигателей в нескольких вариантах. Отбор из них наиболее перспективных.

III. Выбор насосных агрегатов на основании сравнения технико-экономических показателей отобранных вариантов.

Ниже рассматриваются вопросы, относящиеся только к первой части выбора насосных агрегатов; решать их приходится в основном ирригаторам при подготовке задания на проектирование насосных станций.

СХЕМЫ СТУПЕНЧАТОГО ПОДЪЕМА ВОДЫ

Допустим, что машинное орошение проектируется на некотором оконтурированном земельном массиве с установленным для него планом хозяйственного освоения и режимом орошения запланированных культур.

Характеристиками зонального машинного орошения являются: число зон, их высотное размещение и схема водоподачи, определяющая особенности устройства насосных станций и трубопроводов.

Выбор числа зон водоподачи и их высотное размещение в системе машинного орошения представляют собой комплексную задачу, которую приходится решать на основании анализа рельефа орошаемого массива, организации территории хозяйств, расположенных на этом массиве, перспектив их развития и очередности освоения земель.

Основной экономический эффект, получаемый от разделения орошаемого массива на зоны водоподачи, заключается в снижении стоимости машинного орошения за счет уменьшения расхода энергии на подъем воды.

Известно, что стоимость горючего или электроэнергии — главная статья расходов при эксплуатации оросительных установок.

Примером может служить система электромашинного орошения в Ленинабадской области ТаджССР. В нее входят 12 крупных насосных станций современных типов, пущенных в эксплуатацию в период с 1953 по 1960 г. В табл. 2 приведены отчетные данные эксплуатации восьми из этих станций за 1959 г. Они показывают, что плата за

Таблица 2

Данные эксплуатации насосных установок Ленинабадской области за 1959 г

Показатели	Насосная станция							
	„Сам- гар I“	„Ходжа- Бакир- ган I“	„Ходжа- Бакир- ган II“	„Даль- верзин I“	„Унд- жи I“	„Унд- жи II“	„Нау I“	„Нау II“
Год пуска в эксплуата- цию	1958	1958	1959	1958	1953	1954	1956	1957
Число агрегатов	7	7	6	4	4	4	4	2
Общая установленная мощность, квт	8680	8680	9780	4750	1360	920	2280	950
Затраты на эксплуа- тацию за год, тыс. руб. ¹	2225,9	1879,0	984,8	1173,1	382,7	250,4	734,6	346,4
Составляющие затрат на эксплуатацию, %: содержание штата	6,95	8,24	10,80	11,65	19,3	31,3	11,0	21,2
оплата электро- энергии	90,2	88,4	87,20	77,9	70,0	55,3	84,7	71,6
ремонт двигателей	2,7	3,36	2,00	8,83	9,77	12,65	3,98	6,65
ремонт насосов	0,15	—	—	1,62	0,93	0,75	0,32	0,55
Всего, %	100	100	100	100	100	100	100	100

¹ Данные приведены в старом масштабе цен.

электроэнергию составляет в среднем 78% общей суммы прямых затрат. Однако следует иметь в виду, что в отчеты не включены косвенные расходы, чем несколько завышена относительная величина слагаемых стоимости эксплуатации.

Данные ГрузНИИГиМа [3], опубликованные в 1956 г., характеризуют эксплуатацию электрифицированных оросительных насосных станций небольшой мощности (табл. 3).

Благодаря зональной подаче воды может значительно снизиться стоимость орошения, особенно если высотное размещение зон удовлетворяет условию максимального снижения энергетических затрат.

Сложность выбора зон орошения заключается в том, что требует-

Таблица 3

Эксплуатационные показатели пяти оросительных насосных станций в Грузии

Показатели	Насосная станция				
	„Церо- ван-Геро- ванская“	„Грма- гельская I“	„Грма- гельская II“	„Дагом- ская“	„Соган- легская“
Орошаемая площадь, га	1100	1240	605	1000	967
Удельная мощность, квт/га	0,45	0,71	0,73	0,32	0,59
Полная стоимость эксплуатации, руб/год ¹	267 100	193 100	98 060	134 400	153 900
Составляющие стоимости, %:					
электроэнергия	66,3	72,5	48,1	50,2	50
содержание штата	23,9	18,9	37,3	30,0	24,4
очистка каналов и ремонт соору- жений	6,6	3,8	4,4	10,5	15,1
ремонт зданий, эксплуатационные материалы и технадзор	3,2	4,8	10,2	9,3	10,5
Всего, %	100	100	100	100	100

¹ Данные приведены в старом масштабе цен.

ся решать одновременно две задачи — удобно организовать террито-
рии хозяйств на орошаемом массиве и достигнуть наибольшего сни-
жения стоимости машинного орошения за счет экономии мощности
установок.

Просмотр проектных заданий насосных станций на массивах с
зональным орошением показал, что при выборе зон орошения и сту-
пеней подачи воды основное внимание уделяется соображениям чисто
иригационного характера. Такой подход к проектированию зониро-
ванных систем машинного орошения со стороны проектировщиков-
иригаторов нельзя считать правильным. При разбивке орошаемой
территории на зоны обязательно должны учитываться условия эконо-
мии электроэнергии наравне со всеми другими соображениями, влияю-
щими на выбор ступеней подачи воды.

Научно-исследовательские темы о зональной подаче воды при
машинном орошении прорабатывались в ГрузНИИГиМе Г. П. Войнич-
Сяноженцким [2, 3] и в Институте водных проблем и гидротехники
АН УзССР С. Ю. Юльчиевым [5, 6].

Результаты проработки вопроса о зонировании, проведенной
Г. П. Войнич-Сяноженцким для целого ряда объектов машинного
орошения в Грузинской ССР, позволили ему сделать следующие вы-
воды, которые могут быть положены в основу выбора ступеней во-
доподачи.

1. Зонирование на местности с рельефом, представляющим собой,
вогнутую поверхность, в энергетическом отношении более эффективно,
чем зонирование на местности с выпуклым рельефом.

2. Наибольшая экономия энергии получается при разбивке на две и три зоны водоподъема. Добавление четвертой и тем более пятой зоны дает очень малую дополнительную экономию энергии, измеряемую единицами процентов.

3. Полезная работа зонированного подъема воды не зависит от размещения водоподъемных установок по зонам. При любой схеме водоподдачи — параллельной, последовательной или смешанной — она остается одной и той же. Ниже показаны различные схемы водоподдачи при двух- и трехзональном орошении.

Общая потеря энергии во всех трубопроводах зональных насосных станций также практически почти не изменяется, если число зон остается постоянным. Это происходит потому, что скорости воды в трубопроводах всегда выбираются близкими к экономическому значению, лежащему в довольно узких пределах.

4. Общий объем земляных работ по магистральным каналам и распределителям первого порядка при разбивке на зоны не увеличивается по сравнению с однозональным вариантом, если рельеф орошаемой территории плоский или вогнутый. В случае выпуклого рельефа местности при разбивке на зоны несколько увеличивается объем земляных работ по каналам — преимущественно за счет влияния кособорности.

Зональное машинное орошение с числом ступеней водоподдачи свыше четырех применяется на практике, но это вызывается только необходимостью [1] — чаще всего соображениями проектирования ирригационной сети или условиями подбора насосов. Больше всего таких оросительных систем имеется в Таджикистане. Так, например, в проектном задании расширения машинного орошения Янтакского массива в Таджикской ССР (1960 г.) Средазгипроводхлопком приняты пять зон орошения, обслуживаемые четырьмя насосными станциями.

По проекту Таджикгипроводхоза в 1961 г. закончено строительство системы машинного орошения Ляурского массива с пятью зонами орошения. Они обслуживаются шестью последовательно работающими насосными станциями, из которых станция № 0 не имеет подвешенной площади: она только питает подводящий канал первой зональной станции.

По плану развития машинного орошения в ТаджССР, составленному при участии Гипроводхоза МСХ СССР, намечены объекты, имеющие 10 и даже 14 ступеней подъема воды.

С точки зрения строительства и организации эксплуатации лучше всего иметь одну насосную станцию с установленными на ней агрегатами различных ступеней подъема. Однако это осуществимо далеко не всегда. По условиям рельефа местности приходится проектировать установки, размещенные по ступеням водоподдачи [4, 8].

При двухзональной системе возможны четыре принципиальные схемы размещения насосных установок. Они показаны на рис. 1 б.

По схеме I все насосные агрегаты устанавливаются в одном здании и обслуживают отдельно каждую зону. Компоновка станции по такой схеме наиболее желательна.

По схеме II насосная станция первого подъема подает воду в канал первой зоны орошения, откуда часть воды перекачивают в канал второй зоны. Это наиболее распространенный вариант. По такой схеме действуют, например, насосные станции «Унджи I» и «Унджи II», а также и «Нау I» и «Нау II» в Ленинабадской области. Они построены по проектам Средазгипроводхлопка.

По схеме III одни и те же насосные агрегаты подают воду то на первую, то на вторую ступень, что снижает стоимость строительства. В этом случае насосные агрегаты должны иметь возможность изменять число оборотов насосов или переключать насосы с параллельной работы на последовательную в соответствии с требуемой подачей воды и напором в зависимости от режима работы трубопровода. Если такого

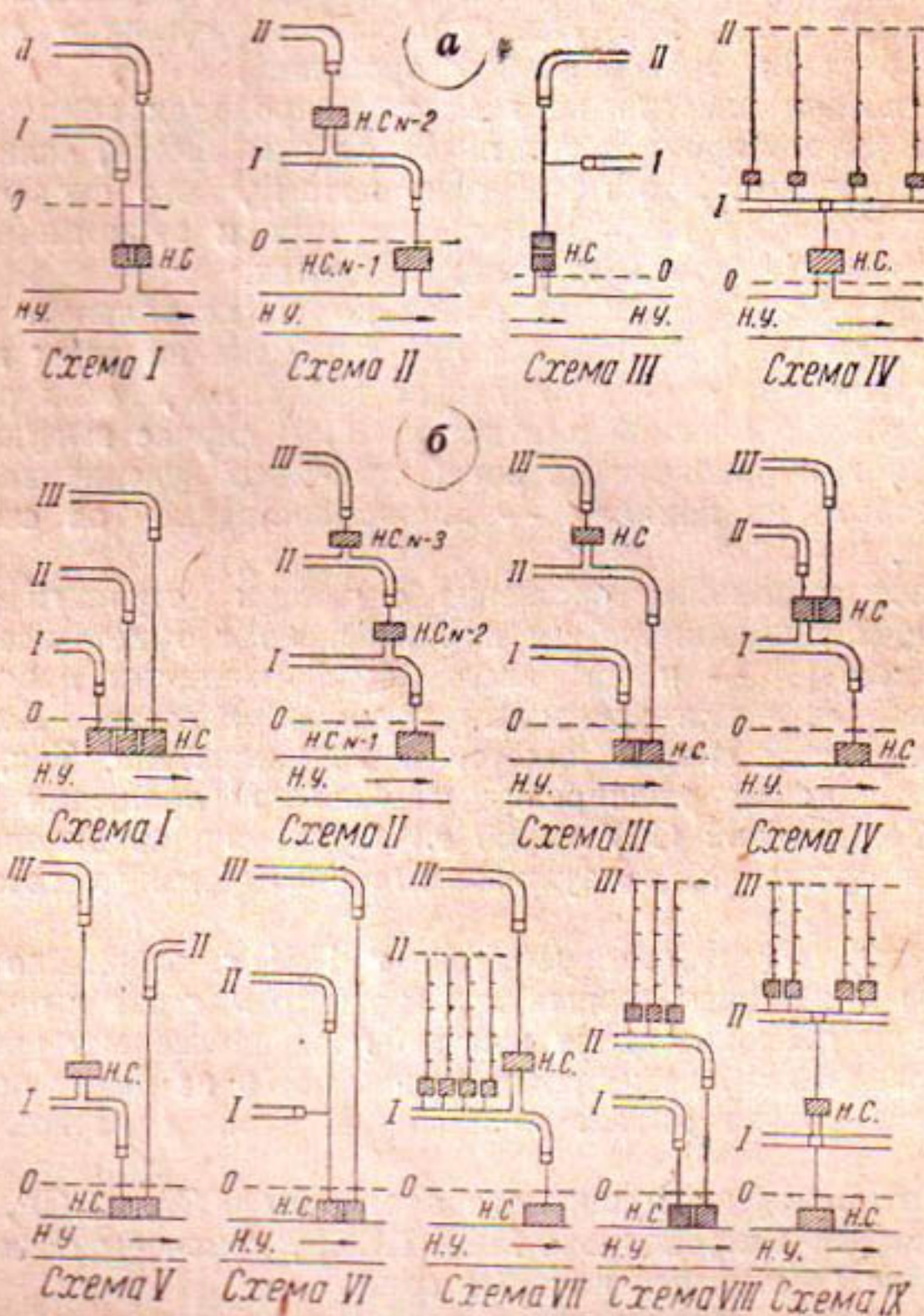


Рис. 1. Принципиальные схемы размещения насосных установок зонального машинного орошения:
а — двухзональная система; б — трехзональная.

регулирования насосов не производить, то при поливах нижней зоны будут существовать избыточные напоры насоса и значительная часть энергии агрегата будет расходоваться непроизводительно. В случае подачи воды одновременно в обе зоны режим работы насосной установки становится аналогичным режиму однозональной системы с подачей всего количества воды в высшую точку, но с уменьшенной потерей напора в верхнем участке трубопровода.

Режимы работы насосной установки по схеме III следующие:

$$1) Q = Q_1, H = H_1 + h_{w_{0-1}},$$

$$2) Q = Q_2, H = H_2 + h_{w_{0-1}} \cdot \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^2 + h_{w_{1-2}},$$

$$3) Q = Q_1 + Q_2, H = H_2 + h_{w_{0-1}} \cdot \left(\frac{Q_1 + Q_2}{Q_1}\right)^2 + h_{w_{1-2}}.$$

Такая схема удобна также и для установок временного типа.

По схеме IV верхняя зона орошается рассредоточенными небольшими насосными установками временного или постоянного типа. Применение рассредоточенных установок, подающих воду непосредственно в распределительную сеть, позволяет отказаться от строительства магистрального канала верхней зоны.

Кроме того, возможна экономия энергии за счет изменений высоты подъема при поливах верхних или нижних участков верхней зоны. Само собой понятно, что применение телемеханизации в этом случае особенно желательно.

При трехзональном орошении количество возможных схем размещения насосных агрегатов увеличивается более чем вдвое. Основные из них представлены на рис. 16. Наиболее распространенная из этих схем тоже вторая. По ней построены, например, каскады Самгарских и Ходжа-Бакирганских насосных станций в Ленинабадской области ТаджССР, запроектированных Гипроводхозом МСХ СССР.

По схеме III Таджикгипроводхозом составлено проектное задание второй очереди машинного орошения Урта-Бозского массива в долине реки Вахш.

По схеме VIII орошаются из Баяутского канала 10737 га в совхозе «Фархад» (Голодная степь). Из них 3740 га находятся в первой зоне с подъемом воды на 9 м и 3577 га — во второй с высотой подъема в 23,8 м. Остальные 3420 га в третьей зоне орошаются тринадцатью насосными установками, размещенными вдоль машинного канала второй зоны. Высоты подъема на этих установках лежат в пределах от 17 до 28 м. Эта система построена по проекту Узгипроводхоза. Нижняя насосная станция пущена в эксплуатацию в 1958 г., а насосные установки третьей зоны — в 1960.

Также Узгипроводхозом в 1958 г. составлено проектное задание Амукаракульского машинного канала с двумя насосными станциями трехзонального орошения по схеме IV. Из них нижняя, Алатская насосная станция, должна подавать 41,2 м³/сек на высоту 7,1 м, а верхняя, Каракульская, проектируется сдвоенной для подачи 19,5 м³/сек на высоту 5,4 м и 8 м³/сек на высоту 7,85 м. Общая орошаемая площадь превосходит 40 тыс. га.

Можно ожидать, что почти во всех случаях проектирования машинного орошения на крупных массивах представится возможность рассматривать, по крайней мере, два варианта зонирования водоподачи, включающих не менее четырех схем возможного размещения насосных установок по зонам. На установках, в свою очередь, могут быть рассмотрены варианты подбора насосов и двигателей не менее чем при двух значениях числа агрегатов.

Все вместе взятое позволяет подобрать по каталогам варианты насосно-силового оборудования в количестве, достаточном для того, чтобы найти экономически выгодные решения задачи.

При любой схеме зонированной водоподачи насосная станция первого подъема чаще всего находится в условиях наибольшего относительного колебания высоты подъема в течение оросительного перио-

да. Относительная величина колебания увеличивается с уменьшением высоты.

Чрезмерно большие относительные изменения высоты подъема приводят к снижению к. п. д. агрегатов станции и другим нежелательным явлениям вследствие искажений режима работы насосов. Поэтому проектная высота подъема воды для первой ступени должна быть согласована с допустимой величиной ее изменения в течение рабочего периода. Анализ рабочих характеристик насосов современных марок показывает, что нормальная работа насосов при постоянном числе оборотов может быть обеспечена, если колебания полного напора не превосходят следующих величин:

для центробежных насосов —

$$\frac{H_{\text{макс}}}{H_{\text{норм}}} < 1,1 \quad \text{и} \quad \frac{H_{\text{мин}}}{H_{\text{норм}}} > 0,8,$$

$$\frac{H_{\text{макс}}}{H_{\text{мин}}} < \frac{1,1}{0,8} = 1,4; \quad (1)$$

для осевых насосов —

$$\frac{H_{\text{макс}}}{H_{\text{мин}}} < \frac{1,25}{0,4} = 3,1. \quad (1a)$$

При чрезмерно больших относительных изменениях высоты подъема могут быть рассмотрены:

- 1) увеличение высоты первой ступени за счет расширения площади первой зоны;
- 2) регулирование насоса числом оборотов или разворотом лопастей рабочего колеса, если насос осевого типа;
- 3) применение напородобавочных агрегатов или переключение основных насосов с параллельной работы на последовательную;
- 4) применение двухскоростных электромоторов;
- 5) применение двух электромоторов с переключаемым редуктором на насосе.

В случае больших абсолютных колебаний нижнего уровня может быть применено водозаборное сооружение башенного типа или насосная станция, смонтированная на понтоне.

Разбивка орошаемой площади на зоны путем определения минимума стоимости орошения всего массива наиболее обоснована. Однако необходимые технико-экономические расчеты требуют довольно детальной проработки каждого варианта. Вместе с тем они показывают, что средневзвешенная для всей орошаемой площади стоимость кубометра воды зависит главным образом от общей затраты энергии на ее подъем. Кроме того, оказывается, что в зоне минимальных значений стоимостного показателя удельный расход энергии устойчив по отношению к небольшим изменениям в распределении общей высоты подъема по ступеням, если число их остается постоянным. Все это дает возможность уделить основное внимание энергетическим расчетам.

Ниже предлагается способ подбора ступеней подъема воды, основанный на подсчетах экономии, мощности. Его положительная особенность заключается в том, что он не связан с колеблющимися отметками уровня воды в источнике орошения.

Экономию мощности расходуемой на подъем воды без учета потерь энергии в насосной установке и трубопроводе можно определить

путем построения кривой, названной нами интегральной кривой водопотребления в зависимости от высот подъема по формуле

$$Q, \text{ м}^3/\text{сек} = \sum \frac{\Delta\omega \cdot q \cdot \alpha}{\eta_c \cdot 1000} = f(Z), \quad (2)$$

где $\Delta\omega$ — площадь полосы земли между горизонталями, га;
 q — расчетный гидромодуль орошаемых культур в пределах этой полосы, л/сек/га;
 α — коэффициент земельного использования полосы;
 η_c — к.п.д. ирригационной сети;
 Z — геодезическая отметка подъема воды.

На рис. 2а ломаной линией изображена интегральная кривая водопотребления. Она делит площадь координатного поля на верхнюю и нижнюю части. Часть площади, заключенная между интегральной кривой

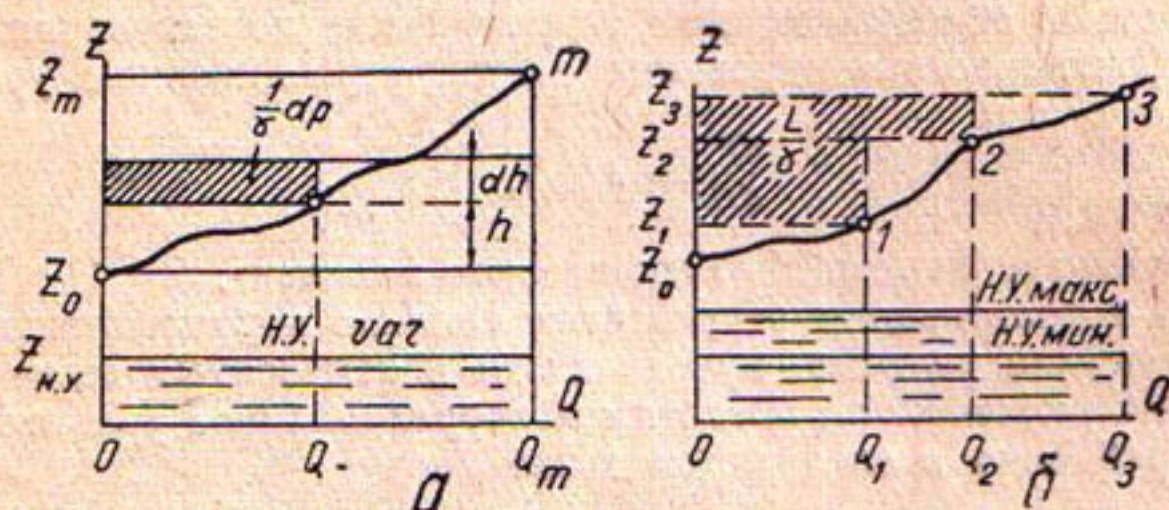


Рис. 2. Интегральная кривая водопотребления:
а — избыточная мощность при однозональном орошении; б — экономия мощности при трехступенчатой подаче воды.

вой и горизонталью уровня воды в источнике питания станции, эквивалентна полезной мощности подъема воды.

Верхняя часть площади, ограниченная сверху горизонталью высшей точки подъема воды, а снизу — интегральной кривой водопотребления, пропорциональна избыточной мощности, затрачиваемой на подъем воды при однозональном орошении.

В соответствии с обозначениями, принятыми на рис. 2а, эта избыточная мощность в общем виде равна

$$P = \gamma \cdot \int_{h=0}^{h=Z_m-Z_0} Q dh, \quad (3)$$

здесь h — переменная относительная отметка точек интегральной кривой.

На рис. 2б заштрихованная часть площади $\frac{L}{\gamma}$ определяет собой уменьшение избыточной мощности водоподъема при трехступенчатой подаче воды.

На объектах машинного орошения площади, подкомандные горизонтали местности, ограничиваются снизу источником питания насосных станций, а с боков — какими-либо водораздельными линиями.

Зависимость площади от геодезической отметки ее верхней гори-

горизонталю, представляющая собой так называемую характеристику рельефа, обычно изображается в виде ломаной кривой линии.

Интегральная кривая водопотребления в известной степени повторяет кривую характеристики рельефа. Различие в их форме согласно уравнению (1) создается в основном за счет гидромодулей орошаемых культур и коэффициентов земельного использования, которые могут иметь разные значения на отдельных участках подкомандной территории.

Для выбора энергетически выгодных ступеней подачи воды анализ интегральных кривых водопотребления можно производить на основе подбора корреляционных кривых и использования их уравнений.

В своих расчетах Г. П. Войнич-Сяноженцкий пользуется уравнением корреляционной кривой характеристики рельефа, представленным в виде.

$$\omega = A \cdot H^n + \omega_0,$$

а С. Ю. Юльчиев основывает свои теоретические исследования энергетической эффективности зонирования на дифференциальном уравнении

$$\frac{dF}{dH} = \omega(H),$$

которое он называет «плотностью орошаемого массива».

С целью использования результатов анализа корреляционных кривых характеристики рельефа, приведенного в отмеченных выше трудах Г. П. Войнич-Сяноженцкого, представим корреляционное уравнение кривой водопотребления в следующем виде:

$$Q = A \cdot h^n, \quad (4)$$

где Q — расход воды, требуемой для орошения площади, подкомандной данной верхней горизонталю, принятой за независимую переменную;

h — разность отметок верхней и нижней горизонталей площади;

A — эмпирический параметр;

n — эмпирический показатель степени¹.

Применение уравнения указанного вида без свободного члена допустимо в данном случае потому, что в расчетах экономии мощности мы не связаны с нижним бьефом (водоисточником) и можем выбирать начало координат в начале интегральной кривой (рис. 2а).

Определим избыточную мощность подъема воды при однозональном орошении, предполагая, что интегральная кривая водопотребления заменяется корреляционной кривой.

Тогда уравнение (3) примет вид

$$P = \gamma A \int_{h=0}^{h=Z_m-Z_0} h dh$$

или после интегрирования

¹ Эмпирические коэффициенты A и n определяются по двум точкам, взятым на интегральной кривой, через которые должна пройти заменяющая ее аналитическая кривая. Для лучшего совпадения кривых подбирать точки приходится несколько раз. В справочниках по математике даются указания по подбору эмпирических параметров в уравнениях рассматриваемого вида [9, стр. 578].

$$P = \frac{\gamma A}{n+1} (Z_m - Z_0)^{n+1}.$$

Поставив значение параметра A , полученное по высшей точке корреляционной кривой, найдем окончательно

$$P = \frac{\gamma Q_m}{n+1} (Z_m - Z_0). \quad (5)$$

Ступенчатая подача оросительной воды дает экономию мощности водоподъема и, следовательно, отношение экономии мощности к полной мощности однозонального варианта может служить коэффициентом энергетической эффективности данной зональной системы орошения.

Экономия мощности оросительных установок, создаваемая применением ступенчатой подачи воды, в общем виде согласно рис. 26 при m ступенях без учета потерь энергии равна

$$L = \gamma \sum_{i=2}^{i=m} Q_{i-1} (Z_i - Z_{i-1}). \quad (6)$$

При бесконечном увеличении числа ступеней ее величина в пределе будет стремиться к величине избыточной мощности водоподъема, определяемой уравнениями (3) или (5).

Таким образом, относительная величина избыточной мощности водоподъема при однозональном орошении может служить критерием предельной энергетической эффективности применения зональной системы на данном объекте.

В общем виде предельная величина коэффициента энергетической эффективности получается равной

$$E_0 = \frac{P}{\gamma Q_m (Z_m - Z_{н.у})}. \quad (7)$$

В частном случае после замены интегральной кривой водоподдачи ее корреляционной кривой и при условии

$$Z_0 - Z_{н.у} = 0,$$

что соответствует максимальному значению коэффициента энергетической эффективности, по уравнениям (5) и (7) находим

$$E_{0 \text{ макс}} = \frac{1}{n+1}. \quad (8)$$

Значения его получаются следующие:

$n = \frac{1}{3}$	$\frac{1}{2}$	1	2	3
$E_{0 \text{ макс}} = 0,75$	0,667	0,5	0,333	0,25.

Теоретический коэффициент энергетической эффективности зональной системы при заданном числе ступеней в общем виде составляет

$$E = \frac{L}{\gamma Q_m (Z_m - Z_0)}. \quad (9)$$

Его действительное значение меньше теоретического вследствие влия-

ния разности отметок начала интегральной кривой и нижнего уровня системы. Согласно рис. 2, оно равно

$$E_x = E \frac{h_m}{Z_m - Z_{н.у.}} \quad (9a)$$

Энергетически выгодные высоты расположения точек ступенчатой подачи воды, по Г. П. Войнич-Сяноженцкому, определяются следующими уравнениями при условии, что одна из точек подачи воды известна:

для двух зон

$$H_1 = \frac{n}{n+1} H_2,$$

для трех —

$$H_2 = \frac{nH_3}{n+1 - \left(\frac{n}{n+1}\right)^n}, \quad H_1 = \frac{n}{n+1} H_2,$$

для четырех

$$H_3 = \frac{n \cdot H_4}{n+1 - \left[\frac{n}{n+1 - \left(\frac{n}{n+1}\right)^n} \right]^n},$$

$$H_2 = \frac{n \cdot H_3}{n+1 - \left(\frac{n}{n+1}\right)^n}, \quad H_1 = \frac{n}{n+1} \cdot H_2.$$

Величина показателя степени n в уравнении корреляционной кривой зависит в основном от характера рельефа местности. Для условий Грузинской ССР она была определена в пределах от 2,0 до 0,5. Нет оснований предполагать, что в условиях Узбекской республики, где рельефы более спокойные, она выйдет за эти пределы.

Вогнутый долинный рельеф с плавным переходом к предгорьям дает значения $n < 1$. Выпуклому рельефу в виде холма соответствует $n > 1$, а плоскости, наклоненной под некоторым углом к горизонту, — значение $n = 1$. Наклон ее определяет величину коэффициента A . Ниже приведены относительные величины наименьшей мощности водоподъемных установок, вычисленные по приведенным выше уравнениям без учета потерь энергии, в зависимости от числа зон и вида корреляционной кривой:

Минимальный расход энергии на подъем воды, %	Число зон				
	Значение показателя степени в уравнении				
(4)	1	2	3	4	5
2	100	85	80	77	75
1	100	75	67	62	60
0,5	100	61	50	45	42.

В табл. 4 даны координаты энергетически выгодных точек подачи воды по зонам в зависимости от вида корреляционной кривой.

Данные табл. 4 определяют собой линии, по которым перемещаются энергетически выгодные точки подачи воды в зависимости от формы интегральной кривой водопотребления. Эти линии построены на рис. 3 для двух- и трехзональной системы.

Энергетически выгодные ступени подъема воды взаимно связаны. Если в проекте зонального машинного орошения по каким-либо

Таблица 4

Показатель степени в уравнении (4)	Координаты точек, %				
	две зоны		три зоны		
	H_2/Q_2	H_1/Q_1	H_3/Q_3	H_2/Q_2	H_1/Q_1
1	100/56	67/44	100/39	78/34	52/27
2	100/50	50/50	100/33,3	67/33,3	33/33,3
0,5	100/42	33/58	100/26	54/31	18/43

причинам приходится отказаться от найденного энергетически выгодно-го размещения хотя бы одной из зон, расчеты по высотному размещению всех остальных надо произвести заново.

ГРАФИЧЕСКИЙ МЕТОД ПОДБОРА СТУПЕНЕЙ ПОДАЧИ ВОДЫ

Для решения типовых задач нами принят графический метод, основанный на подсчетах площадей прямоугольников, пропорциональных экономии мощности, как показано на рис. 26.

В двухзональной системе возможны два случая.

1. Задан орошаемый массив и назначена верхняя точка (II) подачи воды. Требуется выбрать нижнюю зону, т. е. найти энергетически выгодную отметку точки I. Это наиболее простая задача; решение ее с помощью интегральной кривой водопотребления не представляет трудности.

В соответствии с обозначениями, принятыми на рис. 4а, искомая отметка точки I соответствует максимальной величине отношения

$$\frac{L_1}{\gamma F_{II}} = f_1(Z_1), \quad (10)$$

где

$$L_1 = \gamma \cdot Q_1 (Z_{II} - Z_1)$$

и

$$F_{II} = Q_{II} (Z_{II} - Z_0).$$

Римскими цифрами отмечены энергетически выгодные точки и относящиеся к ним параметры.

Само построение, показанное на рис. 4а, не требует пояснений.

2. Второй случай предусматривает расширение существующей однозональной системы путем дополнительного орошения вышерасположенных земель. Ищем энергетически выгодную верхнюю зону, пред-

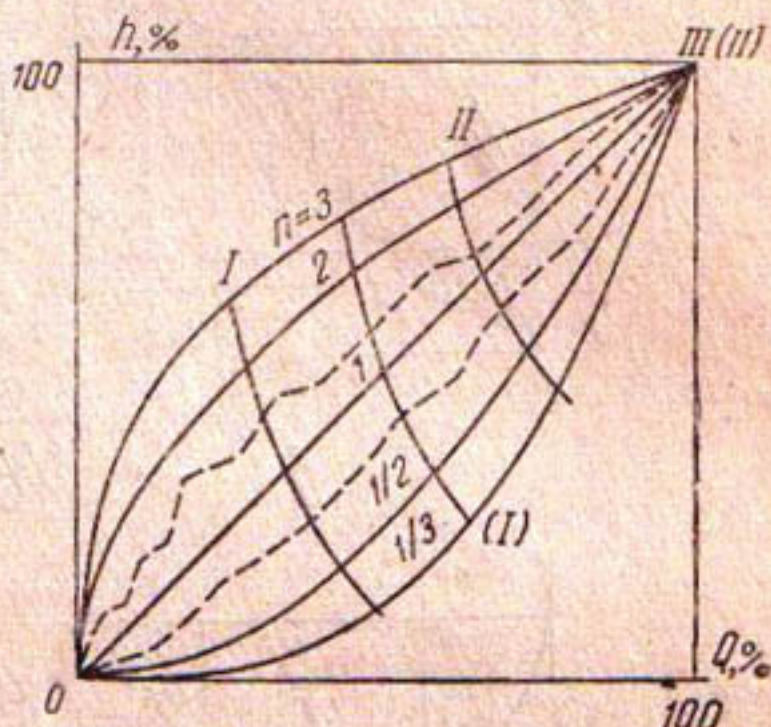


Рис. 3. Семейство корреляционных кривых водопотребления и линии возможных перемещений энергетически выгодных точек подачи воды при двух- и трехзональном орошении.

полагая, что размеры вновь осваиваемого земельного массива не ограничивают возможности выбора верхней зоны. В этом случае на интегральной кривой водопотребления (рис. 4б) точка I неподвижна, а точка 2 перемещается от точки I вверх по кривой. Такая задача также

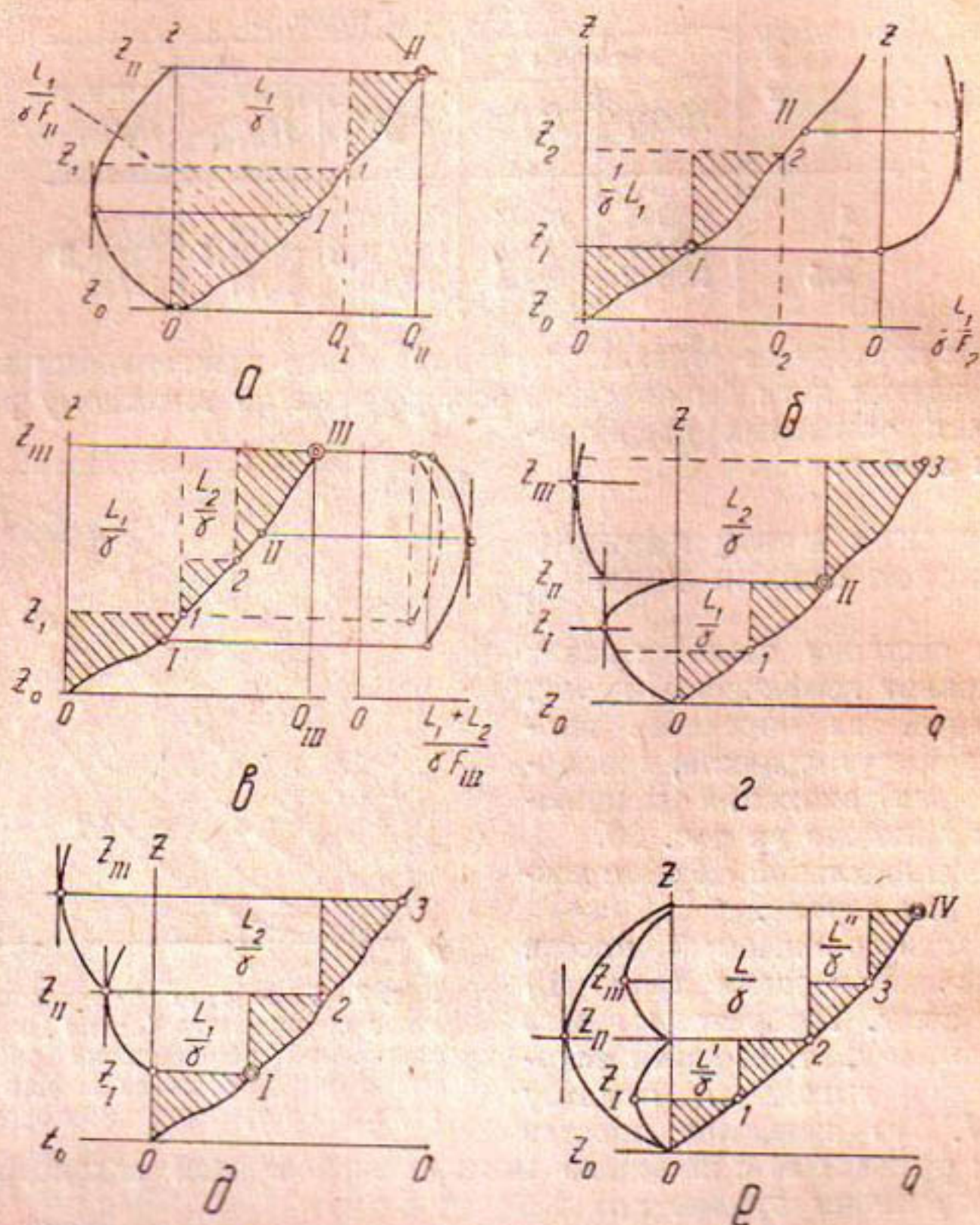


Рис. 4. Частные случаи подбора ступеней подачи воды; а—выбор отметки нижней ступени при двухзональном орошении; б—определение верхней ступени двухзональной системы; в—подбор промежуточных ступеней трехзонального орошения; г—выбор первой и третьей ступеней трехзональной оросительной системы; д—подбор вышерасположенных ступеней при заданной первой ступени; е—разбивка промежуточных ступеней четырехзональной системы.

легко решается путем построения кривой относительной экономии мощности

$$\frac{L_1}{\gamma \cdot F_2} = f_2(Z_2), \quad (11)$$

где

$$L_1 = \gamma \cdot Q_1 (Z_2 - Z_1)$$

и

$$F_2 = Q_2 (Z_2 - Z_0).$$

Искомая отметка верхней ступени соответствует максимуму этой функции. Значения последней при $Z_2 = Z_1$ и $Z_2 = \infty$ равны нулю. Гео-

метрическая интерпретация ее показывает, что в этих пределах с увеличением независимой переменной относительная экономия мощности сначала быстро возрастает от нуля до максимума, а затем медленно убывает, асимптотически приближаясь снова к нулю. В зоне максимума кривая имеет относительно большой радиус кривизны, что создает известную свободу выбора верхней ступени без понижения возможного эффекта ступенчатой водоподачи.

Для трехзональной системы типичны следующие три случая (3, 4, 5) подбора ступеней подачи воды.

3. На интегральной кривой водопотребления задана верхняя точка *III*; нужно найти две промежуточные. Эта задача в общем виде решается подбором. Так, например, можно произвольно задаться нижней точкой *I* и найти энергетически выгодное положение точки *2* простым методом, изложенным в п. 1. Задавшись другим положением точки *I*, снова найдем выгодную точку *2*.

Повторяя построения, показанные на рис. 4в, можно выбрать точки *I* и *II*, для которых общая относительная экономия энергии будет наибольшая. В этом случае расчетная формула имеет вид

$$\frac{L_1 + L_2}{\gamma \cdot F_{III}} = f_3(Z_1, Z_2), \quad (12)$$

где

$$L_1 = \gamma \cdot Q_1 (Z_{III} - Z_1),$$

$$L_2 = \gamma (Q_2 - Q_1) (Z_{III} - Z_2),$$

$$F_{III} = Q_{III} (Z_{III} - Z_0).$$

4. Случай, когда из трех ступеней водоподачи задана вторая, можно считать состоящим из первых двух случаев, рассмотренных в системе двухзонального орошения. Соответствующие ему графические построения даны на рис. 4г. Расчетные формулы следующие:

$$\frac{L_1}{\gamma F_{II}} = f_4(Z_1), \quad (13)$$

где

$$L_1 = \gamma \cdot Q_1 (Z_{II} - Z_1),$$

$$F_{II} = Q_{II} (Z_{II} - Z_0)$$

и

$$\frac{L_1 - L_2}{\gamma F_2} = f_5(Z_3), \quad (14)$$

где

$$L_1 = \gamma Q_1 (Z_{II} - Z_1),$$

$$L_2 = \gamma Q_{II} (Z_3 - Z_{II}),$$

$$F_3 = Q_3 (Z_3 - Z_0).$$

Формулы показывают, что расчеты надо начинать с первой ступени.

5. Третий случай подбора трехступенчатой системы орошения тот, когда задана отметка первой ступени и ищутся отметки второй и третьей.

Такая задача может возникнуть как при разработке проекта нового орошения, так и в случае расширения существующего орошаемого хозяйства. Принципиально эта задача не отличается от рассмотренной в п. 2 для двухступенчатой подачи воды. Рис. 4д показывает, что последовательными построениями определяются точка II, затем III, а если нужно, то и следующая по порядку.

Расчетные формулы для построения кривых в этом случае будут

$$\left. \begin{aligned} \frac{L_1}{\gamma F_2} &= f_6(Z_2) \\ \frac{L_1 + L_2}{\gamma F_3} &= f_7(Z_3) \\ \frac{L_1 + L_{II} + L_3}{\gamma F_4} &= f_8(Z_4) \\ &\dots \dots \dots \text{и т. д.} \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

С дальнейшим увеличением числа ступеней подачи воды число возможных случаев расчета резко увеличивается.

В проектах четырехзональных систем орошения таких случаев может быть 10, но все они решаются с помощью рассмотренных выше простых приемов. Так, например, если задана отметка четвертой, высшей точки подъема воды, то промежуточные точки могут быть распределены по высоте трехкратным применением построения, описанного в п. 1.

Расчет начинается с определения второй ступени, как показано на рис. 4е. Расчетные формулы имеют вид

$$\left. \begin{aligned} \frac{L}{\gamma F_{IV}} &= \frac{Q_2 (Z_{IV} - Z_2)}{Q_{IV} (Z_{IV} - Z_0)} \\ \frac{L'}{\gamma F'} &= \frac{Q_1 (Z_{II} - Z_1)}{Q_{II} (Z_{II} - Z_0)} \\ \frac{L''}{\gamma F''} &= \frac{(Q_3 - Q_{II}) (Z_{IV} - Z_3)}{(Q_{IV} - Q_{II}) (Z_{IV} - Z_{II})} \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

Если же задана одна первая ступень, то остальные три легко находятся по способу, описанному в п. 5.

Ниже отмечены типичные случаи проектирования четырехзональной системы и указаны пути их решения:

№ п/п	Заданные отметки ступеней	Способ подбора остальных ступеней
1	IV	Уравнения (16) и рис. 4е
2	III	П.3 и п.2
3	II	П.1 и п.5
4	I	П.5
5	IV и III	П.3
6	III и II	П.3 и п.2
7	II и I	П.5
8	IV и I	П.3
9	IV и II	П.1 два раза
10	III и I	П.4.

Таким образом, применение изложенного выше метода дает возможность наивыгоднейшим образом распределить орошаемые площади по зонам водоподачи с учетом индивидуальных особенностей рельефа.

Не представляет труда распространить его и на любое большее число ступеней водоподачи.

Все приведенные выше расчетные формулы (10) — (16) определяют коэффициенты энергетической эффективности зонирования в каждом частном случае. Их можно заменить одной обобщающей формулой (9) при

$$Z_{н.у} = Z_0.$$

АНАЛИТИЧЕСКИЙ МЕТОД ВЫБОРА СТУПЕНЕЙ ВОДОПОДАЧИ

Будем искать энергетически выгодные положения точек, определяющих соответствующие ступени водоподачи на рис. 5, последовательно снизу вверх, имея в виду, что каждый раз переменными являются только координаты определяемой точки, а корреляционная кривая, на которой все они расположены, подчиняется уравнению вида (4).

Точкой 1 необходимо задаться. Тогда каждую следующую точку можно будет определять путем последовательного вычисления максимумов функций

$$\frac{L_i}{\gamma Q_i h_i} = f(h_i), \quad (17)$$

где L_i — экономия мощности, пропорциональная сумме заштрихованных площадей на рис. 5.

Максимумы функций находят обычным путем — приравниванием нулю их производных. Так, для точки 2 на основании формул (17) и (4) имеем

$$\frac{d}{dh} \frac{Q(h_2 - h_1)}{Ah_2^{n+1}} = \frac{-nh_2 + (n+1)h_1}{Ah_2^{n+2}} Q.$$

Приравнивая производную нулю, после несложных преобразований с учетом уравнения (4) получаем координаты второй точки, равные

$$\left. \begin{aligned} h_2 &= \frac{n+1}{n} h_1 \\ Q_2 &= Ah_2^n \end{aligned} \right\}. \quad (18)$$

Точку 3 находят тем же способом в результате решения уравнения

$$\frac{d}{dh} \frac{F_2 + Q_2(h_3 - h_2)}{Ah_3^{n+1}} = \frac{h_3^{n+1} Q_2 - [F_2 + Q_2(h_3 - h_2)](n+1)h_3^n}{Ah_3^{2(n+1)}} = 0,$$

из которого после преобразований находим

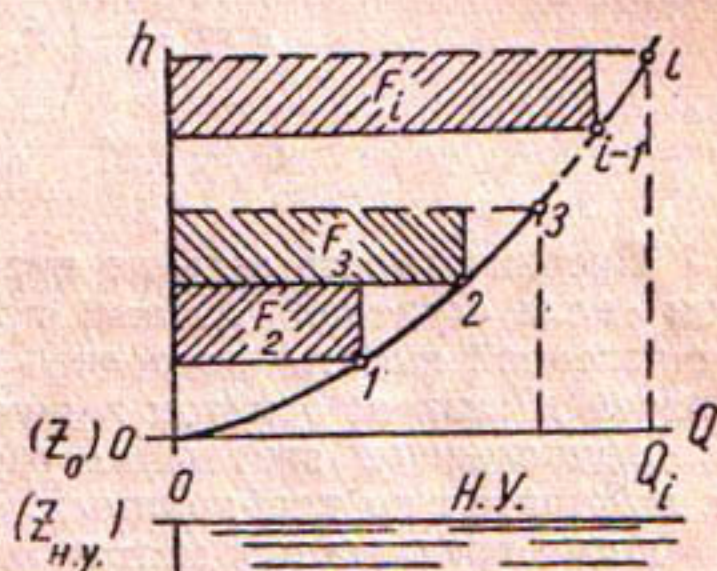


Рис. 5. Энергетически выгодное размещение ступеней водоподачи аналитическим методом:

Z_0 — низшая отметка орошаемой площади;

$Z_{н.у.}$ — расчетная отметка уровня воды в нижнем бьефе оросительной системы.

$$\left. \begin{aligned} h_3 &= \frac{n+1}{n} \left(h_2 - \frac{F_2}{Q_2} \right) \\ Q_3 &= Ah_3^n \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

Наконец, для любой следующей точки, согласно рис. 5, можем написать

$$\frac{d}{dh} \frac{L_i}{\gamma Q_i h_i} = \frac{d}{dh} \frac{\sum_2^{i-1} F_i + Q_{i-1} (h_i - h_{i-1})}{Ah_i^{n+1}} = 0.$$

Решая это уравнение, получаем формулу для вычисления высоты расположения любой ступени водоподдачи над координатной плоскостью, лежащей на уровне низшей точки орошаемых площадей (точка Z_0 на рис. 2а).

Решая уравнение, находим

$$h_i Q_{i-1} - \left[Q_{i-1} (h_i - h_{i-1}) + \sum_2^{i-1} F_i \right] (n+1) = 0,$$

откуда

$$\left. \begin{aligned} h_i &= \frac{n+1}{n} \left(h_{i-1} - \frac{1}{Q_{i-1}} \sum_2^{i-1} F_i \right) \\ Q_i &= Ah_i^n \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

Произвольность задания первой ступени водоподъема при заданном числе ступеней должна привести к значительному отклонению вычисленной высоты последней ступени от действительной разности высшей и низшей отметок площади орошаемого массива.

Вычисленные зональные расходы воды также будут отличаться от действительно необходимых.

Ниже предлагается метод приведения теоретических расчетов в соответствие с действительностью без повторных громоздких пересчетов.

Весь расчет разделяется на две части. Первая часть выполняется в относительных величинах при условии

$$h_{II} = 1 \text{ и } A_I = 1$$

при заданном числе ступеней водоподдачи.

Последовательными расчетами по уравнениям (18), (19) и (20) определяется относительная высота последней ступени h_{mI} в предположении отсутствия холостого подъема ($Z_0 - Z_{н.у} = 0$). Она дает возможность вычислить масштабы для перехода от относительных величин к действительным.

Масштаб высот будет равен

$$m_h = \frac{Z_m - Z_0}{h_{mI}} \quad (21)$$

и действительные высоты подъема воды, считая от уровня воды в источнике, питающем всю зональную систему, примут следующий вид:

$$h_i = m_h h_{II}$$

и

$$H_{ri} = h_i + Z_0 - Z_{н.у}. \quad (22)$$

Масштаб расходов получается равным

$$m_Q = \frac{Q_i}{Q_n} = A \cdot m_h^n. \quad (23)$$

Вторая часть расчетов заключается в определении действительных координат искомых точек на интегральной кривой водопотребления с учетом особенностей рельефа местности, условий проектирования ирригационной сети, организации территории и т. д.

Учет рельефа начинается с переноса точек ступеней водоподдачи с корреляционной кривой, на которой они были найдены, на интегральную кривую водопотребления. Перенос точек может быть произведен приближенно, на глаз, так как небольшие изменения их координат мало влияют на относительную эффективность зонирования. Нужно только стараться по возможности не уменьшать площадей F на графике.

Теоретически обоснованным, по нашему мнению, является перенос точек по линиям равнозначной эффективности, но возможен и перенос по горизонталям подобно тому, как это делается в случае деления на ступени с одинаковой разностью высот.

Линией равнозначной эффективности данной ступени водоподдачи мы называем геометрическое место точек данной ступени в координатной системе $Q-h$ при изменении показателя степени в уравнении корреляционной кривой, т. е. при переходе с одной корреляционной кривой на другую того же семейства, как показано на рис. 3.

В случае необходимости построение коротких отрезков таких линий по трем точкам может быть выполнено с помощью тех же уравнений (18), (19) и (20). Для этого надо будет принять действительное значение высоты первой ступени, считая от нуля корреляционной кривой, и изменить величину параметра n , приняв его увеличенное или уменьшенное значение.

Интегральная кривая водопотребления с перенесенными на нее теоретическими точками ступеней водоподдачи послужит основой для решения практической задачи о выборе ступеней системы зонального машинного орошения при заданном их числе.

ДЕЛЕНИЕ НА ЗОНЫ С ОДИНАКОВЫМИ РАЗНОСТЯМИ КОМАНДНЫХ ВЫСОТ

Если при заданном числе зон орошения m принять ступени водоподдачи с одинаковыми разностями высот, равными

$$\Delta Z = \frac{Z_m - Z_0}{m}, \quad (24)$$

то экономия полезной мощности каскада станций составит

$$\Delta = \gamma \Delta Z \sum_{i=1}^{i=m-1} Q_i. \quad (25)$$

Для объекта, к которому можно подобрать корреляционную кривую водопотребления в виде прямой наклонной линии ($n=1$), такое распределение водоподдачи будет одновременно и энергетически выгодным.

Размещение зональных насосных станций по схемам II в рассматриваемом случае позволит легче всего осуществить унификацию их машинного оборудования и машинных помещений.

Теоретический коэффициент энергетической эффективности такой зональной системы, согласно уравнениям (4), (9), (24) и (25), отнесенный к отметке Z_0 , будет равен

$$E = \frac{\sum_1^{m-1} Q_i}{m Q_m} = \frac{\sum_1^{m-1} \left(h_m \frac{i}{m} \right)^n}{m h_m^n},$$

откуда

$$E = m^{-(n+1)} \cdot \sum_1^{m-1} i^n \quad (26)$$

или

$$E = \frac{1 + 2^n + \dots + (m-1)^n}{m^{n+1}}. \quad (26a)$$

Для сравнения определим коэффициент энергетической эффективности зональной системы на том же объекте и с тем же числом ступеней, но распределенных энергетически выгодно. При этом в соответствии с рис. 5 и уравнениями (4) и (9) получим

$$E = \frac{\sum_2^m F_i}{Q_m h_m} = \frac{\sum_2^m Q_{i-1} (h_i - h_{i-1})}{Q_m h_m},$$

откуда

$$E = h_m^{-(n+1)} \sum_2^m h_{i-1}^n (h_i - h_{i-1}) \quad (27)$$

или

$$E = \frac{h_1^n (h_2 - h_1) + \dots + h_{m-1}^n (h_m - h_{m-1})}{h_m^{n+1}}. \quad (27a)$$

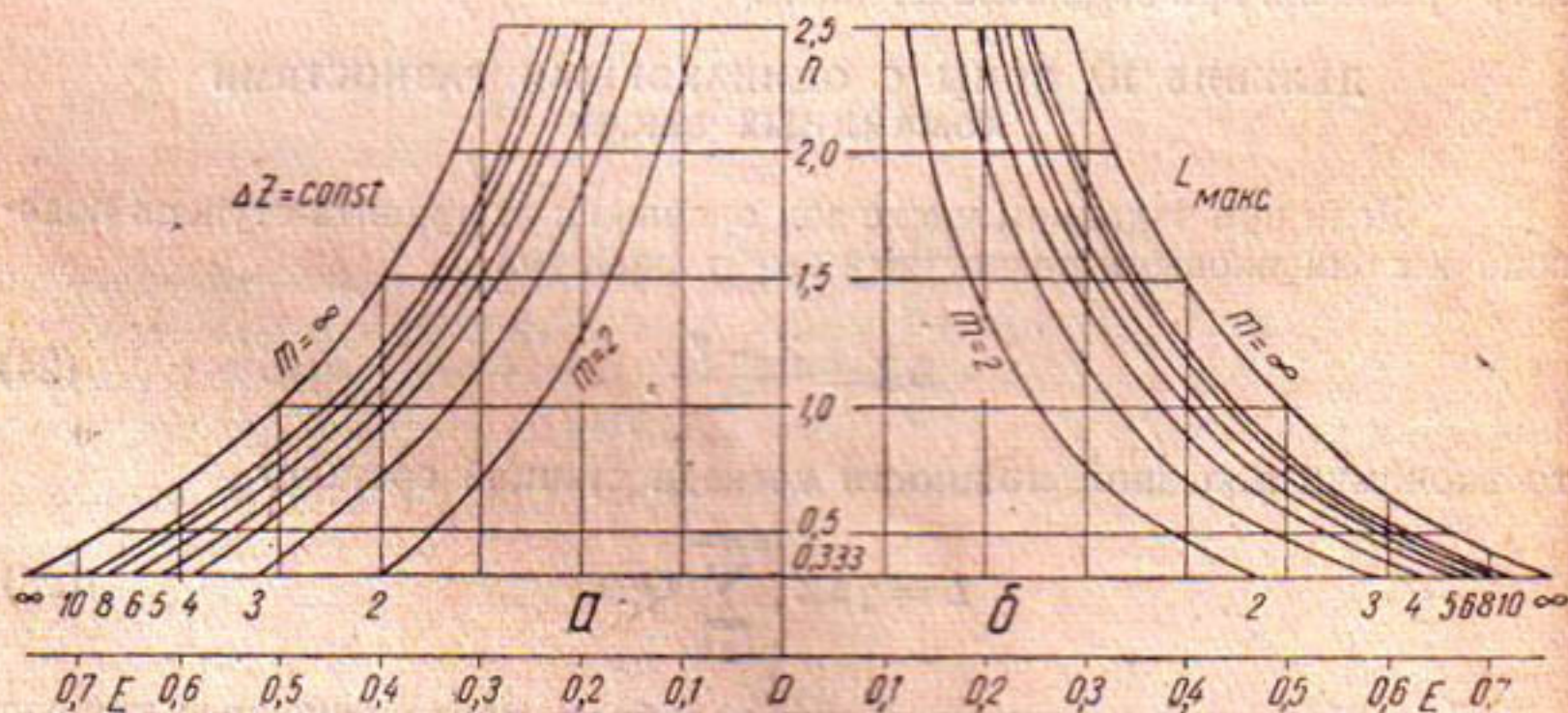


рис. 6. Сравнительный график энергетической экономичности зональных систем: а—равномерное по высоте размещение ступеней водопада; б—энергетически выгодное распределение ступеней.

По уравнениям (26) и (27) составлены таблицы 5, 6 и 7 и на рис. 6 построены совмещенные графики коэффициентов

$$E = f(m, n).$$

Они дают возможность ориентироваться в выборе системы зонирования и числа зон, если для данного объекта известны показатель степени n в уравнении корреляционной кривой водопотребления и проектные параметры: Q_m , Z_m , Z_0 и $Z_{н.у.}$.

Таблица 5

Коэффициенты энергетической эффективности E разбивки на зоны, равномерно распределенные по высоте [по уравнению (26а)]

n	i									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,333	0	0,397	0,523	0,585	0,619	0,643	0,657	0,672	0,682	0,690
0,5	0	0,357	0,47	0,522	0,551	0,584	0,596	0,599	0,606	0,620
1,0	0	0,250	0,333	0,375	0,400	0,418	0,428	0,438	0,445	0,450
1,5	0	0,177	0,245	0,286	0,305	0,322	0,331	0,339	0,347	0,353
2,0	0	0,125	0,185	0,218	0,239	0,254	0,265	0,273	0,279	0,285
2,5	0	0,089	0,142	0,174	0,194	0,209	0,219	0,226	0,233	0,238

Таблица 6

Относительные высоты h_{ii} размещения зон орошения i с наибольшей экономией энергии в зависимости от величины показателя степени n в уравнении корреляционной кривой [по уравнениям (18), (19) и (20)]

n	i									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,333	1	4	8,45	14,0	20,55	27,8	36,0	44,8	54,4	64,8
0,5	1	3	5,52	8,45	11,69	15,2	18,9	22,8	27,0	31,2
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1,5	1	1,67	2,19	2,73	3,25	3,76	4,26	4,73	5,16	5,63
2	1	1,5	1,92	2,3	2,66	3,0	3,36	3,68	3,98	4,26
2,5	1	1,4	1,72	2,0	2,25	2,481	2,7	2,9	3,1	3,29

Таблица 7

Коэффициенты энергетической эффективности E разбивки на зоны, выгодные в энергетическом отношении [по уравнению (27а) и табл. 6]

n	i									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,333	0	0,472	0,586	0,633	0,661	0,678	0,690	0,696	0,702	0,711
0,5	0	0,386	0,488	0,538	0,568	0,590	0,598	0,606	0,614	0,621
1	0	0,250	0,333	0,375	0,400	0,418	0,428	0,438	0,445	0,450
1,5	0	0,186	0,253	0,288	0,309	0,323	0,335	0,346	0,348	0,354
2	0	0,148	0,204	0,223	0,245	0,260	0,270	0,280	0,285	0,289
2,5	0	0,123	0,171	0,197	0,212	0,222	0,233	0,236	0,241	0,246

Графики показывают, что с увеличением числа ступеней преимущества энергетически выгодного размещения их теряются довольно

быстро и во многих случаях появляется возможность переходить на равномерное распределение точек водоподдачи по высоте.

Перспективная максимальная энергетическая эффективность выбранной по графику зональной системы определится уравнением (9а).

Зональные системы с одинаковыми высотами последовательной перекачки воды, а также многоступенчатые системы смешанного типа, в которых две-три нижние ступени размещены по принципу максимальной эффективности, а остальные распределены по высоте равномерно или в соответствии с условиями достижения максимальных к. п. д. насосных агрегатов, представляют особый интерес в условиях Таджикистана, где, по данным Таджикгипроводхоза [8], имеются в перспективе такие объекты, как Дангаринская долина площадью 90 тыс. га с высотами подъема воды до 160 м, Яванская и Оби-Киинская долины общей площадью пригодных земель 57,5 тыс. га, требующих подъема воды на высоту до 260 м, Самгаро-Мирзорватский массив в 33 тыс. га с высотами подъема до 490 м и Аштский, в котором насчитывается до 47 тыс. га, требующих подъема воды на высоты до 580 м.

Отметим в заключение, что в ряде случаев может оказаться более правильно отойти от энергетически выгодного размещения отдельных ступеней водоподдачи с целью достижения максимального полного к. п. д. зональной насосной станции. Это выясняется в процессе первичного подбора насосных агрегатов путем построения так называемых кривых относительной экономичности, о чем мы уже сообщали [10].

НУЛЕВЫЕ СТАНЦИИ

Нулевой станцией мы называем транзитную насосную установку, которая не имеет своей орошаемой площади, а только питает подводящий канал следующей насосной станции.

Примером зональной системы машинного орошения с нулевой станцией является упомянутый выше каскад насосных станций Ляурского массива в ТаджССР.

Необходимость строительства нулевой насосной станции в системе зонального машинного орошения скорее всего может возникнуть в самом начале каскада станций, в зависимости от условий подвода воды к первой насосной станции (рис. 1). Условия определяются в основном рельефом местности и разностью отметок

$$Z_0 - Z_{н.у}.$$

В нормальных условиях разность этих отметок включается как составная часть в высоту подъема для насосных агрегатов станции № 1. Она не учитывается в расчетах энергетически выгодного размещения зон, но во всех случаях понижает коэффициент энергетической эффективности зонирования, что видно из уравнения (9а).

Производительность нулевой станции теоретически равна производительности следующей за ней станции, а практически она должна быть немного больше для того, чтобы покрыть собственные нужды и путевые потери воды, в число которых входят и мелкие водопуски.

Общая геометрическая высота подъема воды насосными агрегатами нулевой и первой станций в оросительных системах по схемам II, IV, VII и IX равна

$$H_{г_0} + H_{г_1} = Z_0 - Z_{н.у} + h_1 + i_{к_0} \cdot l_{к_0} + \Delta Z_{п_0} + i_{к_1} \cdot l_{к_1} + \Delta Z_{п_1}, \quad (28)$$

где i_k и L_k — гидравлический уклон и длина подводящего канала соответственно станции № 0 и № 1;

$Z\Delta_n$ — суммы перепадов свободной поверхности воды в створах насосных станций.

Машинное оборудование этих двух станций и даже их здания могут быть совершенно одинаковыми, если колебания отметки нижнего уровня нулевой станции незначительны и если станции удастся расположить так, чтобы геометрическая высота подъема нулевой станции была меньше высоты подъема станции № 1 на величину, соответствующую необходимой разности их производительностей по напорным характеристикам насосов. С учетом возможности подрезки рабочих колес насосов эти геометрические высоты могут быть приняты одинаковыми.

В случае распределения водоподдачи по ступеням с одинаковыми разностями высот, как показано на рис. 7, также необходимо иметь в виду, что все расчеты экономии энергии производятся в диапазоне высотных отметок от Z_0 и выше. При этом расчетное значение высоты первой ступени без учета потерь в пределах орошаемой зоны может оказаться уменьшенным до величины

$$h'_1 = Z_1 - Z_0 = 2\Delta Z - (Z_0 - Z_{н.у.}), \quad (29)$$

где

$$\Delta Z = \frac{Z_m - Z_{н.у.}}{m+1},$$

что соответствует одной нулевой станции.

В связи с этим расчетные значения остальных высот окажутся равными

$$h_i = h'_1 + (i - 1) \cdot \Delta Z \quad (30)$$

и расчеты энергетической эффективности придется производить, пользуясь общими формулами (4), (6) и (9).

В отдельных случаях при очень беспокойном рельефе или больших размерах объекта может потребоваться устройство промежуточной нулевой станции где-либо на трассе водоподъема там, где на интегральной кривой водопотребления окажется вертикальный участок. Это может встретиться, например, при орошении массива, расположенного террасами, или горных плато. Такая станция в расчетах экономии энергии должна будет рассматриваться как одно целое с питаемой ею очередной зональной станцией, для которой она служит лишь напородобавочной установкой. Высота подъема такой станции войдет составной частью в высоту данной ступени водоподъема.

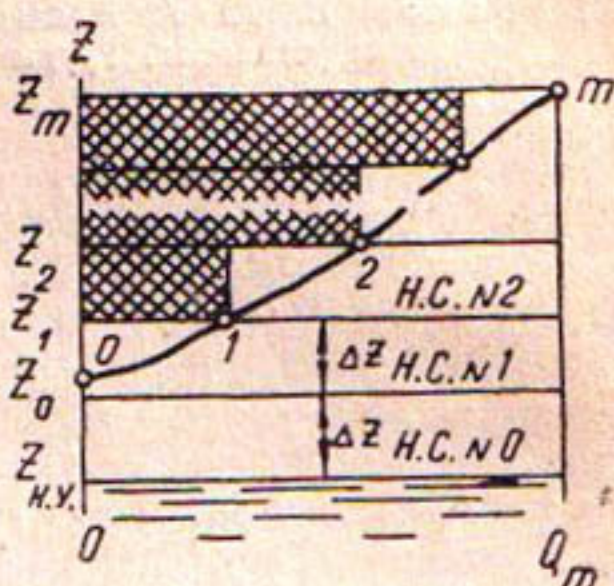


Рис. 7. Многоступенчатая система по схеме II, разделенная на m ступеней одинаковой высоты и имеющая одну нулевую насосную станцию.

ЛИТЕРАТУРА

1. Сидин П. И. «Вестник ирригации», 1926, № 12.
2. Войнич-Сяноженцкий Г. П. Кривые характеристики рельефа и их применение при решении некоторых задач орошения с машинным водоподъемом, Труды ГрузНИИГиМ, вып. 3 (16), Тбилиси, 1956.
3. Войнич-Сяноженцкий Г. П. О некоторых вопросах методики проектирования машинного орошения в условиях Грузинской ССР, Труды ГрузНИИГиМ, вып. 4 (17), Тбилиси, 1956.
4. Флоринский М. М. Насосы и насосные станции, М., Сельхозгиз, 1959.
5. Юльчиев С. «Изв. АН УзССР», серия техн. наук, 1959, № 5.
6. Юльчиев С. «Изв. АН УзССР», серия техн. наук, 1959, № 6.
7. Материалы к ТУ и Н проектирования оросительных систем (насосные станции), М., Гипроводхоз МСХ СССР, 1959.
8. Джураев С. «Сельское хозяйство Таджикистана», 1961, № 6.
9. Бронштейн И. Н. и Семендяев К. А. Справочник по математике, М., ГИТТЛ, 1953.
10. Баранов В. А. Определение экономических режимов мелноративных насосных установок, Труды САНИИРИ, вып. 93, Ташкент, 1958.

В. А. БАРАНОВ

О ВЫБОРЕ ЧИСЛА АГРЕГАТОВ ОРОСИТЕЛЬНЫХ НАСОСНЫХ СТАНЦИЙ

Рассматриваемый вопрос приобретает особое значение в связи с ростом мощности агрегатов и развитием систем зонального машинного орошения, включающих каскады насосных станций.

В настоящее время площади массивов уже осуществленного и проектируемого машинного орошения в республиках Средней Азии измеряются десятками тысяч гектаров, высоты подъема воды составляют десятки и даже сотни метров, а насосные станции во многих случаях оборудуют агрегатами мощностью свыше тысячи киловатт.

По перспективным планам предусматривается дальнейший рост производительности и мощности оросительных установок.

Параллельно с крупными системами машинного орошения в республиках Средней Азии существует и развивается система временного машинного орошения, обслуживаемая многочисленными насосными установками малой мощности, многие из которых часто демонтируют и переносят с места на место.

ОДНОАГРЕГАТНЫЕ УСТАНОВКИ

Как известно, стоимость строительства насосной станции заданной производительности с одним агрегатом получается наименьшая и возрастает с увеличением числа агрегатов. Однако разница в стоимости станции с одним и двумя агрегатами сравнительно невелика, к тому же двухагрегатная насосная станция имеет 50% запаса надежности. Основываясь на этом, М. М. Флоринский [1] и М. Я. Чернышев [2] считают, что насосная станция с двумя агрегатами может быть принята как основной вариант.

Однако в республиках Средней Азии среди многочисленных оросительных установок малой мощности (до 100 л.с. в агрегате) преобладали и преобладают установки с одним агрегатом. Так, например, по рр. Сыр-Дарье, Мургабу и Теджену в 1916 г. насчитывалось 96 оросительных насосных станций [9]. К 1925 г. из них сохранилось и действовало 56, в числе которых было 43 одноагрегатных и 16 двухагрегатных. В большинстве своем эти станции были оборудованы нефтедвигателями мощностью 50—80 л.с. и центробежными насосами с диаметром всасывающего патрубка 12—14 дюймов. Они обеспечивали поливы подвешенных к ним площадей при условии бесперебойного снабжения горючим.

Из 45 стационарных насосных станций в Хорезмской области, обследованных при участии автора в 1935 г., 23 станции были одноагрегатные и 13 двухагрегатные. Из 87 установленных на них насосных агрегатов 60 были оборудованы центробежными насосами диаметром 250 мм и нефтяными двигателями мощностью 18 л. с.

На рис. 1а представлен действительный график водоподачи одной из одноагрегатных установок с нефтяным двигателем мощностью в 18 л. с.

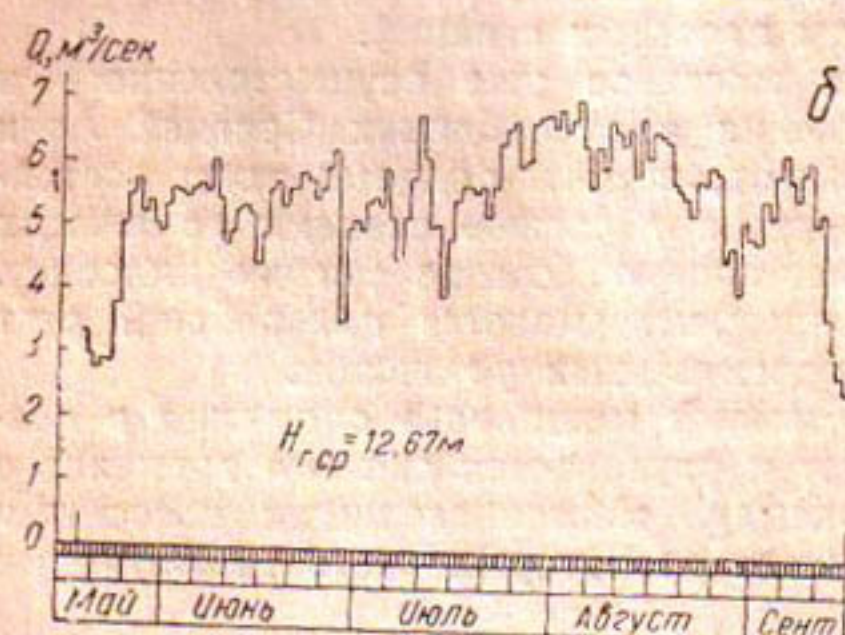
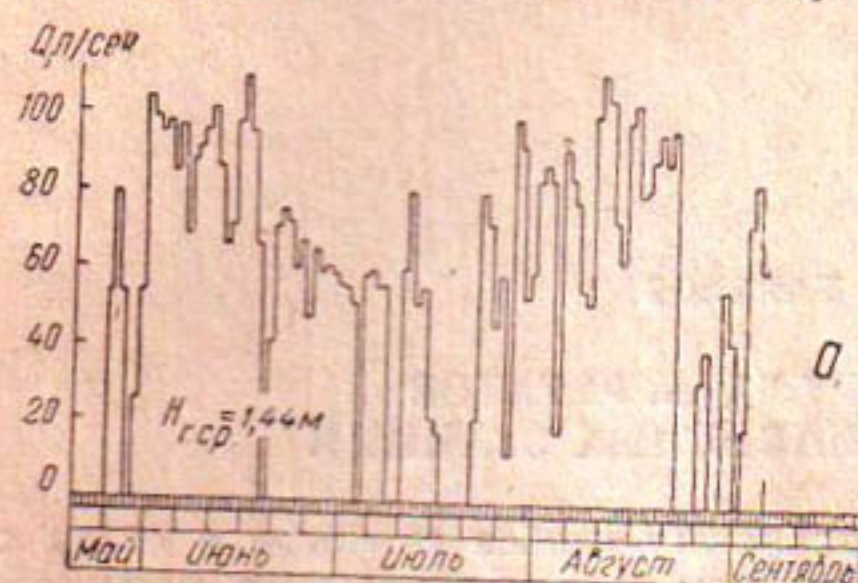


Рис. 1. Действительные графики водоподачи оросительных насосных станций с двигателями внутреннего сгорания:

а — одноагрегатная станция с нефтяным двигателем мощностью 18 л. с. в одном из колхозов Хорезмской области УзССР (водоподача приведена к условной суточной двадцатичасовой работе); б — восьмиагрегатная дизельная насосная станция мощностью 2900 л. с. в совхозе „Баяут“ (водоподача приведена к суточной двадцатичетырехчасовой работе).

характеру несмотря на максимальную разницу в числе агрегатов и мощности станций.

Подавляющее большинство насосных установок временного типа монтируется одноагрегатными, без машинных зданий и гидротехнических сооружений, хотя среди них имеются двух- и даже десятиагрегатные.

Многие из них оборудованы горизонтальными пропеллерными насосами различных марок, созданными под руководством автора в лаборатории гидравлических машин Института водных проблем и гидротехники АН УзССР.

¹ Наблюдения произведены автором. В настоящее время станция закрыта и демонтирована.

в Хорезмской области, по ежедневным наблюдениям за период с 26 мая по 5 сентября. Станция орошала посевы хлопчатника. Расходы воды измеряли с помощью водослива.

Отмеченные на графике перерывы водоподачи происходили вследствие перебоев в подвозе нефти, которую доставляли и хранили в бочках по 200—250 кг. С 18 по 21 июля станция не работала из-за неисправности двигателя.

На рис. 1б для сравнения показан действительный эксплуатационный график восьмиагрегатной насосной станции мощностью 2900 л. с. за период с 18 мая по 15 сентября, орошавшей хлопковые плантации совхоза „Баяут № 4“¹.

Расходы воды измеряли с помощью вертушек на специальном гидрометрическом посту в голове машинного канала.

Эксплуатация станции проходила в условиях непрерывной потребности в воде, чем объясняется напряженность графика.

При сравнении графиков видно, что они не сильно отличаются один от другого по

В табл. 1 приведены основные технические параметры насосных установок указанных и некоторых других распространенных типов.

Одно из достоинств установок такого рода — возможность быстрой замены двигателя или насоса в случае необходимости сложного ремонта.

Всего по Узбекистану на январь 1957 г. в ведении Управления механизации МСХ УзССР на временных оросительных установках малой мощности числилось 2362 насоса и в том числе 2109 насосов

Таблица 1

Распространенные в республиках Средней Азии
мелиоративные насосные установки малой мощности

Марка насоса	Тип двигателя	Параметры насоса			
		n , об/мин	Q , л/сек	H , м	η , %
Пропеллерные горизонтальные (ИВПиГ АН УзССР)					
ПГ-35 М	Трактор ДТ-54	960	320	4,8	76
ПГ-35 МА	Дизель Д-48Л	1000/1200	250/290	7	75
ПГ-35×2	Дизель Д-100	800/1000	250/290	9—10	70
10 Пр	Трактор ДТ-20	1450	165	4,5	77
Вертикальные пропеллерные для буровых скважин (ИВПиГ АН УзССР)					
ВП-24 М	Электродвигатель вертикальный—55 кВт	1450	130/200	24,5/12,5	68,5
ВП-8	Электродвигатель вертикальный—14 кВт	2920	35	23	67
С насосами центробежного типа					
НМ 200/40	Электродвигатель гори- зонтальный—35 кВт	1450	55	40	67
С-245	Дизель Т-62 (*Анди- жанец 13*)	1500	8/30	20/14	—
12 НДс	Электродвигатель— 65 кВт	960	200	25	87
14 НДс	Электродвигатель— 100 кВт	960	250	32	86

конструкции ИВПиГ. Из общего числа насосов в Хорезмской области находилось 898.

Кроме того, большое количество таких установок имеется в ведении Управления совхозов и Министерства водного хозяйства республики. Они распространены также в Туркмении, Киргизии, Таджикистане и Казахской республике.

Одноагрегатные установки временного типа малой мощности успешно служат водному хозяйству хлопкосеющих районов.

Многолетний опыт эксплуатации большого числа оросительных установок временного типа еще раз убеждает в том, что при налаженном снабжении горючим одноагрегатная установка обеспечивает нормальную, бесперебойную подачу воды на поля. Однако сказанное

относится только к установкам с малой производительностью — в пределах от 25 до 350 л/сек.

Иначе обстоит дело с одноагрегатными установками большой производительности. В УзССР имеется одна такая установка. Нижняя зона машинного орошения в совхозе «Фархад» обслуживается одним насосным агрегатом производительностью 3,65 м³/сек, установленным на Баяутской насосной станции. Станция действует с 1959 г. Первые два года ее эксплуатации показали, что емкость машинного канала и распределительной сети недостаточна для того, чтобы сглаживать временные несоответствия между постоянной подачей воды и изменяющимся потреблением ее на полях.

Регулирование работы агрегата временем создавало толчки водоподачи и нарушало ритм поливов хлопчатника. Этот опыт показывает, что без наличия достаточно большой аккумулялирующей емкости станция с одним и, вероятно, двумя агрегатами большой производительности неудобна в эксплуатации.

Таким образом, можно предположить, что предел применения одноагрегатных оросительных установок в значительной степени зависит от их производительности и наличия аккумулялирующей емкости в верхнем бьефе. Без нее он измеряется, по-видимому, сотнями литров в секунду, а не кубометрами.

Одноагрегатные насосные установки малой мощности эффективны во временных системах машинного орошения при наличии у эксплуатирующей организации запасных насосов и двигателей. Они удобны также для орошения сельскохозяйственных культур, допускающих длительные интервалы между поливами, и в районах, где возможна аварийная подача воды из другого источника. Важную роль играет организация их эксплуатации.

О ВЫБОРЕ ЧИСЛА АГРЕГАТОВ

Ниже рассмотрим станции средней и большой мощности. Выбор числа агрегатов станции начинается всегда после того, как на карте местности намечены точки забора и выпуска воды и построен график водопотребления.

Обычно в проекте оросительной станции насосные агрегаты выбирают, основываясь на графике продолжительности расходов водопотребления, с учетом оптимального числа агрегатов, необходимых для удовлетворения потребности хозяйства в воде, и нередко прибавляют еще один агрегат в качестве резервного. М. М. Флоринский [1] отмечает возможность применения резервных агрегатов половинной мощности по сравнению с основными. Они предназначаются, в частности, и для снятия пиков нагрузки станции.

На основании анализа выполненных проектов насосных станций кафедра использования водной энергии и насосных установок Ташкентского института инженеров ирригации и механизации сельского хозяйства рекомендует «...выбор числа насосных агрегатов производить по сводному графику, составленному из условий нормальной работы насосной станции при выходе из строя 1 агрегата» [5]. Такая формулировка нам кажется не совсем удачной: она не выявляет отличия предлагаемого метода от общепринятого, основанного на построении графика продолжительности расходов водопотребления.

Гипроводхоз МСХ СССР в изданных им материалах к техническим условиям и нормам проектирования оросительных систем [4] рекомендует за расчетную производительность станции принимать

максимальный расход по графику водопотребления, умноженный на коэффициент форсирования¹, число агрегатов, равное четырем, считать оптимальным, а резервные агрегаты вообще не предусматривать. Регулирование подачи воды производить только временем работы агрегатов. Рекомендуется также устраивать бассейны суточного регулирования водоподдачи на поля.

Среднеазиатские системы машинного орошения обслуживают в основном посевы хлопчатника. Их графики водопотребления довольно однообразны. Повсюду поливы начинаются с апреля, достигают максимума летом и прекращаются на зимние месяцы. На засоленных землях в Голодной степи, Ферганской долине, в низовьях Аму-Дарьи и некоторых других районах, помимо предпосевных и вегетационных поливов, производятся еще и промывочные (в осенне-зимний период).

На рис. 2 изображены построенные по проектным данным подекадные графики поливов хлопчатника и подачи воды насосными агрегатами двух электрифицированных насосных станций в Ферганской долине. Первая из них имеет четыре агрегата, подключенных попарно к двум ниткам напорного трубопровода, чем и вызвана разница в проектных производительностях насосов при их раздельной и совместной работе. Вторая станция оборудована шестью насосными агрегатами с отдельными напорными трубопроводами. Высоты подъема воды у обеих станций практически постоянные, так как станции расположены на зарегулированных каналах.

Сравнение проектных графиков работы этих станций и целого ряда других им подобных, составленных для различных хлопкосеющих районов УзССР и ТаджССР, показывает, что четыре насосных агрегата одинаковой мощности на станции вполне могут обеспечить выполнение поливного графика. Это подтверждается также опытом

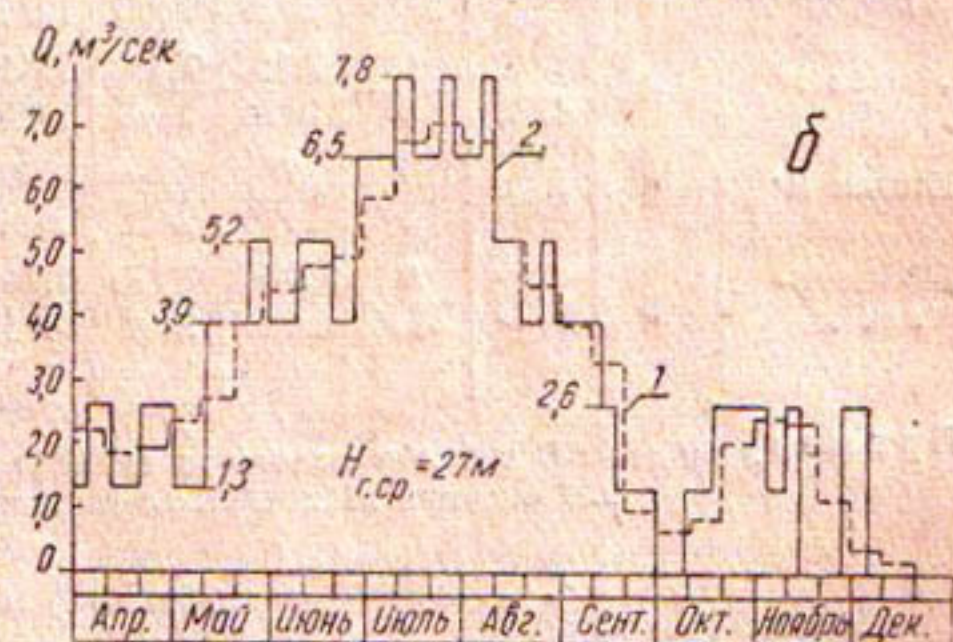
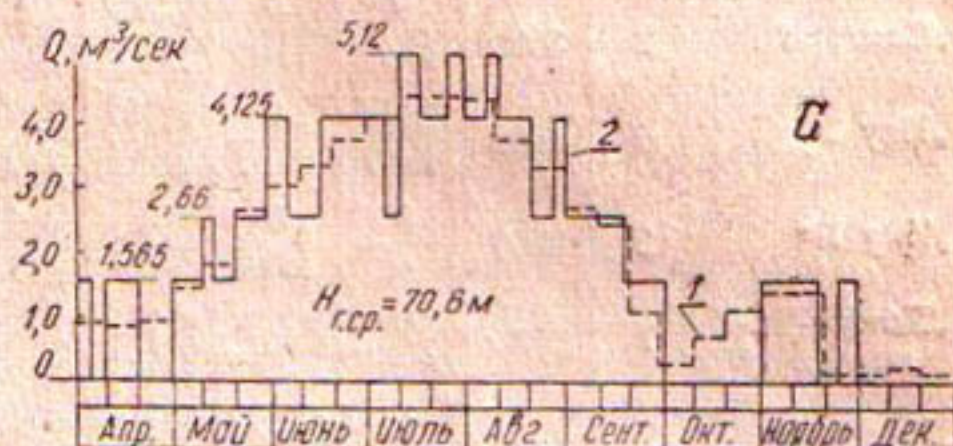


Рис. 2. Типичные графики водопотребления (1) и водоподдачи (2) для оросительных насосных станций:

а — четырехагрегатная станция с двумя нитками трубопровода; б — шестиагрегатная станция с индивидуальными трубопроводами.

эксплуатации первых относительно крупных четырехагрегатных электрифицированных насосных станций, построенных в ТаджССР в период с 1953 по 1956 г.: «Унджи I» с общей производительностью четырех агрегатов 11200 м³/час., «Унджи II» производительностью 8600 м³/час и «Нау I» — 14400.

В табл. 2 и 3 приведены некоторые данные, характеризующие дей-

¹ Форсированные расходы обычно принимаются на 15% больше нормальных.

ствительную работу десяти электрифицированных насосных станций в Ленинабадской области.

Таблица 2

Коэффициенты выполнения плана водоподачи по месяцам насосными станциями Ленинабадской области (числители) и план в тысячах кубометров воды на 1960 г. (знаменатели)

Насосная станция	Число агрегатов	Q_p м ³ /час	Март	Апрель	Май	Июнь	Июль	Август	Сентябрь	Октябрь	Ноябрь
„Самгар I“	7	6500	$\frac{0,0914}{4836}$	$\frac{0,569}{9360}$	$\frac{1,002}{19349}$	$\frac{1,135}{23400}$	$\frac{0,93}{29016}$	$\frac{0,959}{29016}$	$\frac{0,907}{23400}$	$\frac{0,442}{19349}$	$\frac{0,582}{4680}$
„Самгар II“	4	5940	$\frac{0}{4554}$	$\frac{0,1983}{4278}$	$\frac{0,942}{11049}$	$\frac{1,075}{14970}$	$\frac{0,937}{17677}$	$\frac{0,924}{17677}$	$\frac{1,012}{12822}$	$\frac{0,412}{8839}$	—
„Самгар III“	2	3600	$\frac{0}{1339}$	$\frac{0}{1296}$	$\frac{0,448}{2678}$	$\frac{0,967}{5184}$	$\frac{0,961}{5357}$	$\frac{0,527}{5357}$	$\frac{1,565}{2592}$	$\frac{0,304}{2477}$	—
„Нау I“	4	3600	$\frac{0,256}{1339}$	$\frac{0}{2592}$	$\frac{0,137}{5357}$	$\frac{0,805}{7776}$	$\frac{0,894}{10714}$	$\frac{0,934}{10714}$	$\frac{2,352}{5184}$	$\frac{1,540}{2592}$	$\frac{0}{0}$
„Нау II“	2	3600	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{1296}$	$\frac{0}{2678}$	$\frac{0,47}{5184}$	$\frac{0,683}{5357}$	$\frac{0,771}{5357}$	$\frac{1,255}{2592}$	$\frac{3,46}{936}$	$\frac{0}{0}$
„Ходжа-Бакирган I“	7	6500	$\frac{0}{4836}$	$\frac{0,858}{14040}$	$\frac{0,767}{14478}$	$\frac{0,982}{28080}$	$\frac{0,96}{29016}$	$\frac{1,189}{28080}$	$\frac{1,06}{28080}$	$\frac{0,777}{19360}$	$\frac{0,806}{6000}$
„Ходжа-Бакирган II“	5	6500	$\frac{0}{2418}$	$\frac{0,996}{9360}$	$\frac{0,87}{9360}$	$\frac{0,983}{18720}$	$\frac{0,944}{19344}$	$\frac{1,097}{19344}$	$\frac{1,512}{14040}$	$\frac{0,655}{11752}$	$\frac{0}{0}$
„Янтак I“	4	4700	$\frac{0}{0}$	$\frac{0,104}{3384}$	$\frac{0,193}{5245}$	$\frac{0,443}{16920}$	$\frac{0,483}{17484}$	$\frac{0,782}{17484}$	$\frac{1,067}{10152}$	$\frac{0,599}{6993}$	$\frac{0,615}{1795}$
„Янтак II“	2	3000	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{1118}$	$\frac{0}{2351}$	$\frac{0,569}{4550}$	$\frac{0,92}{4576}$	$\frac{0,848}{4576}$	$\frac{1,159}{2275}$	$\frac{0,43}{2351}$	$\frac{0,564}{619}$
„Дальверзин I“	5	6500	$\frac{0}{4836}$	$\frac{0,0047}{9360}$	$\frac{0,175}{9360}$	$\frac{0,705}{18720}$	$\frac{0,682}{29016}$	$\frac{1,24}{19349}$	$\frac{1,32}{14014}$	$\frac{0,906}{7280}$	$\frac{0,487}{2032}$

Примечания. 1. В таблицу не вошли станции „Унджи I“ и II.
2. Сведения за ноябрь по станциям „Самгар II“ и III отсутствуют.

Таблица 3

Коэффициенты фактического использования по времени агрегатов насосных станций за июль и август 1960 г.

Насосная станция	Номер агрегата						
	1	2	3	4	5	6	7
„Самгар I“	0,966	0,980	0,420	0,972	0,930	0,957	0,490
„Ходжа-Бакирган I“	0,952	0,971	0,992	0,980	0,990	0,995	0,455
„Ходжа-Бакирган II“	0,982	0,987	0,683	0,786	0,455	—	—
„Дальверзин I“	0,920	0,983	0,960	0,986	0,684	—	—
„Нау I“	0,911	0,900	0,928	0,926	—	—	—
„Янтак I“	0,934	0,952	0,951	0,831	—	—	—
„Самгар II“	0,903	0,943	0,916	0,965	—	—	—
„Самгар III“	0,956	0,532	—	—	—	—	—
„Янтак II“	0,896	0,917	—	—	—	—	—
„Нау II“	0,668	0,787	—	—	—	—	—

Следует заметить, что ни на одной из этих станций нет действующих водомерных устройств. В эксплуатационных журналах ведутся записи только времени пуска и остановки насосных агрегатов.

В отчетах по эксплуатации системы машинного орошения производительности насосных агрегатов каждой станции принимаются постоянными, равными величинам (Q_p), указанным в табл. 2. Фактически заданный каждой станцией за месяц объем воды вычисляется по формуле

$$W_{\text{факт}} = \frac{Q_p \sum t_{\text{агр}}}{1000} \text{ тыс. м}^3/\text{мес},$$

где $\sum t_{\text{агр}}$ — сумма часов работы всех агрегатов станции за месяц;

Q_p — расчетная производительность одного агрегата.

Коэффициент выполнения плана водоподачи равен

$$a = \frac{W_{\text{факт}}}{W_{\text{план}}},$$

где $W_{\text{план}}$ — запланированная месячная подача воды станцией, тыс. м³/мес.

Обследование показало, что станции, имеющие четыре агрегата, подавали воду не менее устойчиво, чем пяти- и семиагрегатные. Станции с двумя агрегатами в меньшей степени обеспечивали подачу воды.

Наиболее напряженными по водопотреблению для всех станций были июль и август.

В табл. 3 даны фактические коэффициенты использования каждого из агрегатов этих станций за два наиболее напряженных месяца эксплуатации.

Коэффициенты подсчитывали по формуле

$$a_i = \frac{t_{\text{агр}}}{1488},$$

где 1488 — общее число часов в июле и августе. Они показывают, что станции с числом агрегатов 5 и 7 имели в этот период по одному, а «Самгар I» — два мало загруженных агрегата; четырехагрегатные наиболее полно и равномерно использовали установленную мощность, а двухагрегатные работали несколько менее устойчиво.

Сопоставление данных табл. 2 и 3 приводит к заключению, что малое использование по времени отдельных агрегатов станций было вызвано не отсутствием потребности в воде, а другими причинами, по-видимому, технического характера, которые препятствовали их работе.

Показанные в табл. 2 расчетные производительности представляют собой проектные производительности установленных на станциях насосов. Поэтому значения коэффициентов (a_i) в табл. 3 выше 0,9, по-видимому, надо считать нормальными, учитывая необходимость кратковременных остановок насосных агрегатов для профилактических уходов и текущего ремонта.

В итоге данные эксплуатации не выявляют явных преимуществ многоагрегатных станций в отношении обеспечения плана водоподачи.

В упомянутом выше совхозе «Фархад» верхний орошаемый массив обслуживается только тремя крупными насосными агрегатами производительностью по 3,05 м³/сек каждый, установленными на той же Баяутской насосной станции. По проекту один из них считается резерв-

ным как для верхней, так и для нижней зоны. Однако уже во втором году эксплуатации станции площадь орошаемых земель верхней зоны была увеличена за счет освоения целины и все агрегаты станции фактически стали рабочими.

Накопленный за последнее время опыт проектирования оросительных насосных станций большой производительности показывает, что допустимое минимальное число агрегатов связано также с типом насосов и системой регулирования подачи воды.

На оросительных насосных станциях регулирование подачи воды можно осуществлять различными способами, но чаще всего применяется регулирование временем работы насосных агрегатов.

Дросселирование трубопровода ввиду неэкономичности используется кратковременно — в периоды пуска и остановки агрегатов с центробежными насосами. Для регулирования осевых насосов оно не применяется.

Регулирование только временем работы осевых насосов большой производительности (свыше $10 \text{ м}^3/\text{сек}$) может вызывать толчки в системе водоводов [6, 7] и размывы берегов и дамб каналов волнами попусков. В таком случае может оказаться целесообразной установка дорогостоящих крупных насосов с регулируемыми лопастями рабочего колеса или увеличенного числа агрегатов меньшей производительности вместо облицовки каналов на большом протяжении. Подобный случай отмечен при разработке Узгипроводхозом первого варианта проектного задания Амукаракульского машинного оросительного канала в 1958 г.

Все рассмотренные выше примеры из практики дают возможность заключить, что минимальное число агрегатов крупной оросительной насосной станции, помимо необходимости обеспечения графика водопотребления, зависит от общей ее производительности, аккумулирующей емкости верхнего бьефа, конструкции и длины отводящего и подводящего каналов и от системы регулирования производительности насосных агрегатов.

Если трасса напорного трубопровода станции длинная, то удобно иметь четное число агрегатов, объединяемых двумя нитками напорного трубопровода.

В заключение остается добавить, что М. Я. Чернышев [2] рекомендует пользоваться графиком совместной параллельной работы насосов с целью подбора насосных агрегатов. Однако, по нашему мнению, такой график более полезен в качестве диспетчерского графика на действующей станции. Он наглядно показывает возможные режимы работы станции, что позволяет лучше организовать ее эксплуатацию в соответствии с поступающими заявками на воду.

АНАЛИТИЧЕСКИЙ МЕТОД

Предлагаемый ниже метод выбора числа агрегатов оросительных насосных станций основан на анализе технических характеристик насосов современных марок. В этом методе график продолжительности расходов водопотребления не нужен, а график водопотребления используется только для определения расчетной производительности станций.

Метод основан на следующих положениях, подтверждаемых изложенными выше соображениями для хлопкосеющих районов Средней Азии.

1. Установки малой мощности с одним агрегатом производительностью до 500 л/сек в состоянии обеспечить выполнение плана поливов

ные условия бесперебойного снабжения их горючим или электроэнергией.

2. На мощных насосных станциях четыре агрегата обладают маневренностью, достаточной для обеспечения поливного графика даже при регулировании подачи воды только временем работы агрегатов.

3. Число агрегатов нужно не искать, а назначать, исходя из соображений экономии капиталовложений и обеспечения маневренности станций. Искать же надо насосы, наиболее соответствующие намеченному числу агрегатов по размерам и быстроходности.

Сравнение технико-экономических показателей насосных агрегатов, соответствующих разным числам агрегатов, позволит найти правильное решение.

В любое время насосная станция должна обеспечивать потребность орошаемого хозяйства в воде, но при этом не следует допускать избытка водоподдачи. Необходимо стремиться к соблюдению равенства водоподдачи и водопотребления за каждый расчетный интервал времени (рис. 2)

$$T_a \left(c \sum_{i=1}^{i=Z-1} Q_i + c_1 Q_Z \right) = Q_T \Delta T, \quad (1)$$

где $T_a = 24 - T_{п.у}$ нормальное число часов работы насосного агрегата в сутки с учетом времени профилактических уходов ($T_{п.у}$), час/сутки;

$\Delta T = 24c$ — расчетный интервал времени, в течение которого водопотребление и высота подъема воды считаются постоянными, час;

c — число суток в расчетном интервале времени [обычно 10 (11) или 5 (6)];

Z — число агрегатов, находящихся в действии;

Q_Z — производительность пикового агрегата;

$c_1 \leq c$ — число суток работы пикового агрегата (может быть не равным целому числу);

Q_i — производительности базисных агрегатов;

Q_T — расход, требуемый по графику водопотребления.

В случае больших относительных изменений высоты подъема в течение поливного периода связанные с ними изменения производительности насосов, при постоянном числе оборотов, становятся настолько большими, что появляется необходимость учитывать их в расчетах. Это можно осуществить путем приведения графика водопотребления к средневзвешенной высоте подъема

$$H_{г. ср} = \frac{\sum H_g Q_T \Delta T}{\sum Q_T \Delta T}; \quad (2)$$

здесь Q_T — расходы по графику водопотребления;

H_g — соответствующие им геометрические высоты подъема;

ΔT — расчетные интервалы времени.

На рис. 3 показаны в безразмерной системе координат совмещенные напорные характеристики насосов типа НДс и Оп. Такие же семейства кривых были построены для насосов типа Д,В и НДн, применяемых в ирригации.

В результате сравнения кривых получены обобщенные напорные характеристики насосов центробежного и осевого типов, представленные ниже (%):

H	$Q_{\text{центр}}$	$Q_{\text{осев}}$	H	$Q_{\text{центр}}$	$Q_{\text{осев}}$
130	—	75	95	105	102
125	—	82	90	109	104
120	60	88	85	112	106
115	70	92	80	115	108
110	80	95	75	118	110
105	90	98	70	120	112
100	100	100	65	—	114
—	—	—	60	—	116
—	—	—	50	—	118
—	—	—	40	—	120

Они представляют собой нижние огибающие нескольких совмещенных характеристик группы близких по быстроходности насосов [10] разных размеров (рис. 3). Таким образом, эти характеристики определяют ми-

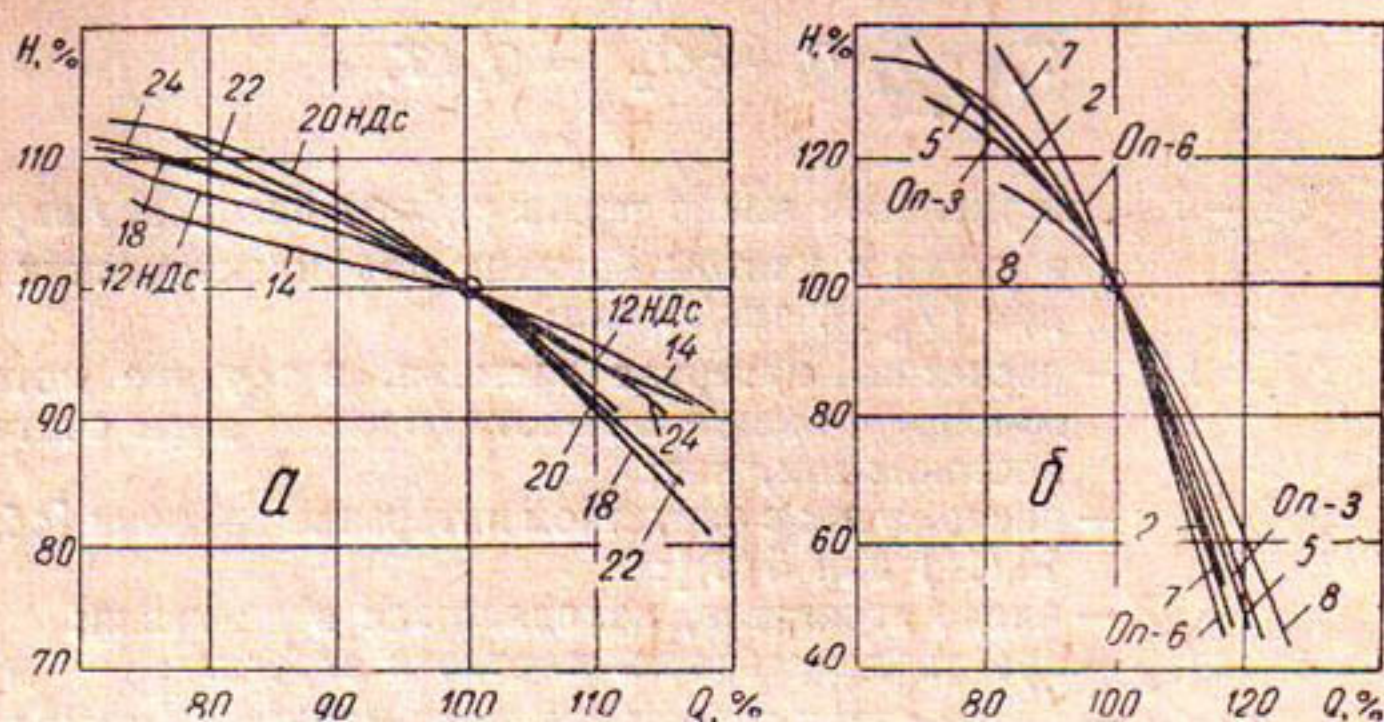


Рис. 3. Безразмерные напорные характеристики насосов, применяемых в ирригации:

насосы: а—центробежные типа НДс; б—осевые типа Оп.

нимальное увеличение или максимальное уменьшение производительности насосных агрегатов вследствие колебаний высоты подъема.

Для каждого из интервалов времени по графикам высот подъема и водопотребления относительная высота подъема воды составляет

$$H_r, \% = \frac{H_r}{H_{r, \text{ср}}} \cdot 100.$$

Соответствующая ей относительная производительность агрегатов станции ($Q, \%$) определяется по вышеприведенным цифровым данным в предположении, что манометрический напор насосов (в процентном выражении) изменяется так же, как высота подъема

$$H, \% \approx H_r, \%. \quad (3)$$

Расход водопотребления, приведенный к средней высоте подъема, для данного интервала времени будет равен

$$Q_{\text{пр}} = \frac{Q_r}{Q, \%} \cdot 100. \quad (4)$$

Всего несколькими подсчетами по уравнениям (3) и (4) находят максимальную величину приведенного расхода водопотребления.

Расчетную производительность определяют как произведение максимального приведенного расхода водопотребления на коэффициент форсирования поливов. Она будет

$$Q_{\text{ст}} = 1,15 Q_{\text{пр. макс}} \quad (5)$$

Ей соответствует постоянная геометрическая высота подъема, определяемая по уравнению (2).

При изменении числа агрегатов высота подъема воды остается без изменения. Манометрический напор тоже можно считать постоянным. Изменяется производительность насоса и мощность двигателя. Этим создается разнообразие вариантов подбора основного оборудования станции.

Напорные трубопроводы современных оросительных насосных станций часто имеют длину, измеряемую сотнями метров, и выполняются в две нитки. Во многих случаях их делают стальными.

К моменту выбора числа насосных агрегатов трасса трубопровода, а следовательно и его ориентировочная длина, бывают известны. Это дает возможность приблизительно определить высоту потери напора в трубопроводе, исходя из средних величин экономически выгодной скорости воды. В пределах значений расхода воды, приходящегося на одну нитку трубопровода, от 1,0 до 10,0 м³/сек она составляет в среднем от 2,0 до 3,0 м³/сек, возрастая с увеличением расхода воды.

Удельная потеря напора в трубопроводе из новых стальных труб, по формуле Ф. А. Шевелева, составляет

$$\frac{h_w}{l} = 0,00107 \frac{v^2}{d^{1,3}},$$

Выразив диаметр через расход и скорость, получим

$$i = \frac{h_w}{l} = 0,00107 \left(\frac{\pi}{4} \right)^{0,65} \frac{v^{2,65}}{Q^{0,65}}, \quad (6)$$

где Q — расход, приходящийся на одну нитку трубопровода. На рис. 4 дан график, служащий для определения удельной потери напора на основании этой формулы.

Ориентировочная величина требуемого манометрического напора будет определяться по уравнению

$$H = H_{\text{г. ср}} + il + h'_w, \quad (7)$$

в котором l — длина одной нитки трубопровода;

$h'_w = 0,2 - 0,5$ м — местные потери напора и перепады свободной поверхности воды на решетках в аванкамере и в водовыпускном сооружении.

В каталогах характеристики насосов даются при различных числах оборотов и в режиме максимального к. п. д. имеют разные манометрические напоры, не совпадающие с требуемым напором для данной станции. Поэтому мы рекомендуем пользоваться удельными показателями, приведенными к напору в один метр.

По формуле изогональных режимов приведенная расчетная производительность всей станции будет

$$q_{\text{ст}} = \frac{Q_{\text{ст}}}{\sqrt{H}}; \quad (8)$$

где $Q_{\text{ст}}$ — расчетная производительность станции по уравнению (5);
 H — ориентировочное значение расчетного манометрического напора по уравнению (7).

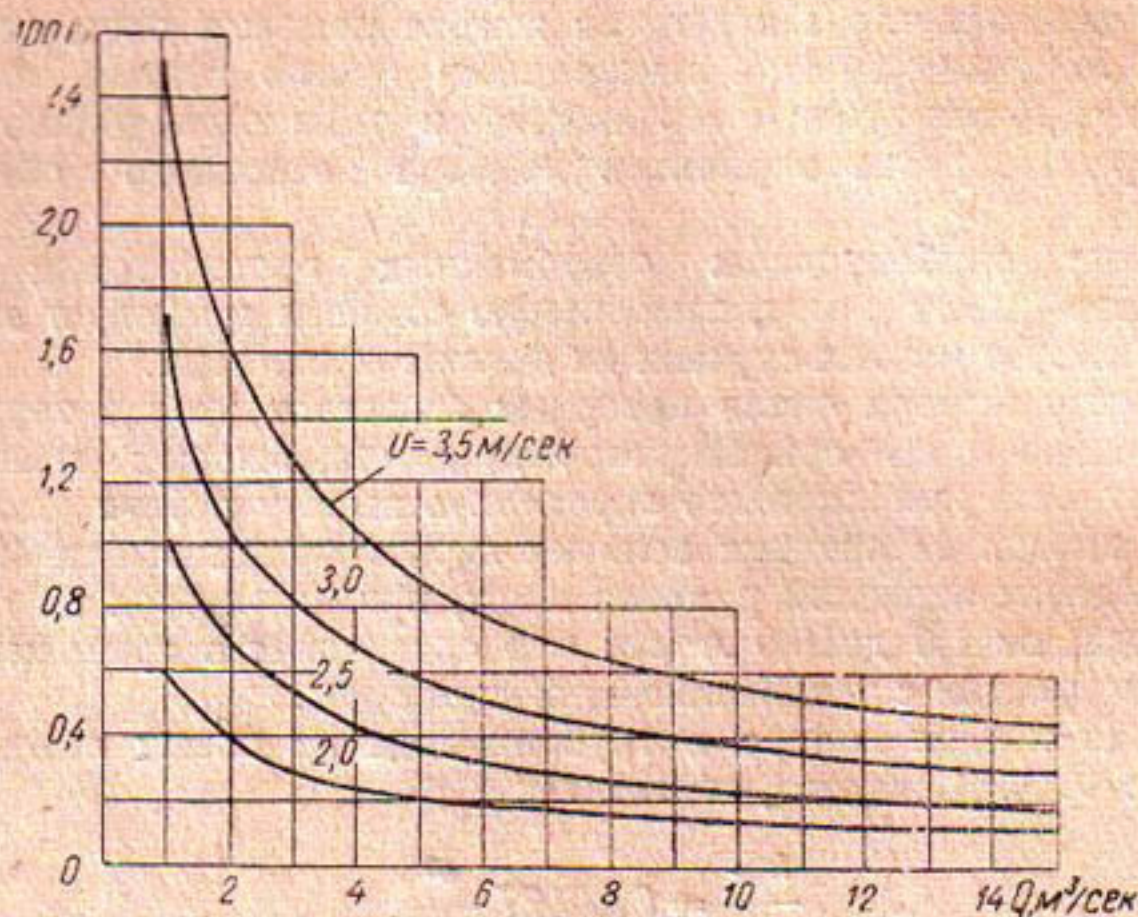


Рис. 4. График для определения удельной потери напора в стальном трубопроводе по формуле Ф. А. Шевелева.

Приведенная подача каждого из намечаемых насосных агрегатов при максимальном значении к.п.д. насоса равна

$$q = \frac{Q_{\text{н}}}{\sqrt{H_{\text{н}}}}; \quad (9)$$

здесь индекс н обозначает насос, выбранный по каталогу.

Необходимое число агрегатов (Z_0) должно быть таким, чтобы соблюдать условие

$$q_{\text{ст}} < \sum_{i=1}^{i=Z_0} q_{\text{н}i}. \quad (10)$$

Если все насосные агрегаты выбираются одинаковыми, что наиболее желательно, то их число должно быть

$$Z_0 \geq \frac{q_{\text{ст}}}{q_{\text{н}}}. \quad (11)$$

На рис. 5 точками отмечены приведенные производительности и максимальные напоры большинства центробежных насосов, применяемых в ирригации. Вышли за пределы графика и не показаны насосы

14 D-6 с $q_n = 0,0309$ и $H_{\text{макс}} = 125$ м и насос 70 В-36 с $q_n = 0,19$ и $H_{\text{макс}} = 23$ м.

Подобный график может быть составлен и для осевых насосов.

Задаваясь различным числом агрегатов, по формулам (8) — (11) и рис. 5 можно быстро наметить несколько приемлемых вариантов числа агрегатов и марок насосов.

Пользоваться графиком 5 надо так. Задавшись числом агрегатов, из уравнения (11) находят желаемую величину приведенной произво-

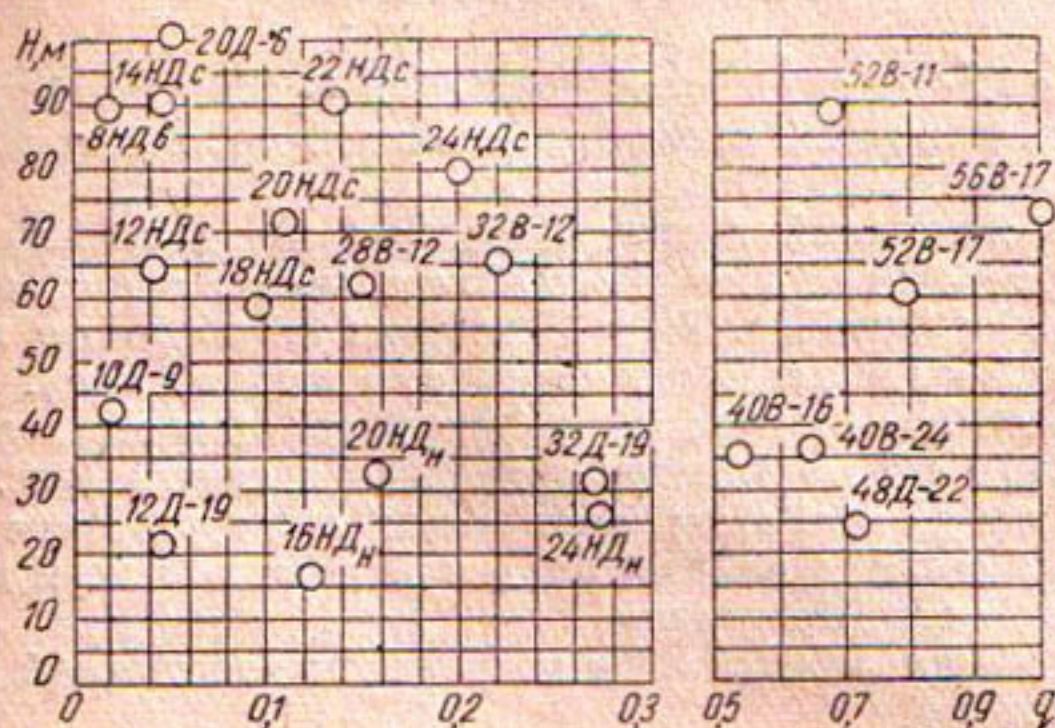


Рис. 5. Приведенные производительности q_n и нормальные напоры H_n центробежных насосов, применяемых в ирригации (график служит для выбора числа агрегатов оросительных станций).

дательности насоса. На рис. 5 отмечают вертикаль, соответствующую этой приведенной производительности, на вертикали — высоту расчетного манометрического напора. И, наконец, выписывают марки насосов, близко расположенных к вертикали и находящихся выше или на уровне отмеченной высоты напора. В результате можно получить одну-две перспективных марки насосов при данном числе агрегатов. Изменив число агрегатов еще два-три раза, можно подобрать для сравнения от трех до восьми вариантов насосного оборудования станции.

Если станция входит в систему зонального машинного орошения, то, дальше, в случае надобности, открываются две возможности продолжения подбора агрегатов.

Одна из них — изменение схемы водоподачи без затрагивания зон орошения. При двухзональном орошении возможны четыре принципиальных схемы водоподачи, а при трехзональном — девять. Конечно, выбор схем водоподачи диктуется в основном рельефом орошаемого массива и расположением его по отношению к водоемисточнику. Но при многозональном орошении число возможных схем так велико, что всегда можно наметить два-три и больше вариантов. Изменение схемы водоподачи отражается на схеме электроснабжения объекта и на зональных машинных каналах, не затрагивая ирригационной сети и орошаемых площадей.

Вторая возможность заключается в перераспределении орошаемых площадей по зонам без заметного уменьшения экономии электроэнергии

или в изменении числа зон, если объект имеет больше шести зон орошения.

Конечно, то и другое повлечет за собой необходимость перепроектирования части ирригационной сети, что не желательно.

Окончательный выбор числа насосных агрегатов и их оборудования должен производиться на основании сравнения технико-экономических показателей наиболее перспективных вариантов из числа отобранных рекомендованным выше способом.

О РЕЗЕРВНЫХ АГРЕГАТАХ

Если сравнивать условия эксплуатации оросительной, водопроводной и гидроэлектрической станций одинаковой мощности, то можно отметить следующее.

Работа оросительной насосной станции носит сезонный характер с довольно продолжительным перерывом в зимнее время, достаточным для ремонта оборудования. Этим качеством не обладают ни водопроводная станция, ни ГЭС, если она не входит в энергосистему.

График работы оросительной насосной станции составляется заранее и в процессе его выполнения допускаются сдвиги (рис. 2), не отражающиеся на урожайности орошаемых культур. Даже аварийная остановка всей станции на два-три дня в поливной период не грозит посевам тяжелыми последствиями.

Подобный режим эксплуатации неприемлем для станций других рассматриваемых видов.

Магистральная линия водопроводной насосной станции, как и линия электропередачи ГЭС, в состоянии передать потребителю полную отдачу станции, включая резервную мощность. Перегрузка магистралей в том и другом случае сопровождается лишь увеличением потерь энергии в них.

В системах же машинного орошения стоимость каналов часто бывает настолько велика по сравнению со стоимостью насосной станции, что оказывается экономически не целесообразным строить их для расходов воды, превышающих форсированные по графикам водоподачи, а это ограничивает возможность использования всей установленной мощности станции, имеющей специальные резервные агрегаты.

Все вышеизложенное не оправдывает установки дополнительных резервных агрегатов на оросительных насосных станциях сверх необходимых по графику форсированного водопотребления.

Вместе с тем, необходимо предусматривать возможность расширения станции и установки дополнительных агрегатов, если в районе расположения станции имеются земли, для которых может потребоваться машинное орошение в будущем в связи с развитием орошаемых хозяйств.

Опыт эксплуатации целого ряда крупных оросительных насосных станций в УзССР и ТаджССР уже не раз подтверждал возникновение необходимости дополнительно увеличить подачу воды в связи с ростом орошаемого объекта по мере его освоения.

Возможность расширения станции без остановки ее на длительный период определяется в значительной степени расположением обслуживающих сооружений (распределительное, трансформаторная подстанция, мастерская и т. п.) по отношению к машинному зданию, конструкцией аванкамеры и водовыпускного сооружения. Аванкамера, машинное здание и водовыпускное сооружение должны проектироваться

с перспективой второй очереди строительства — расширения их в одну и ту же сторону.

На рис. 6 схематически представлен план станции № 1 Янтаского массива, построенной по проекту Средазгипроводхлопка. Пунктирными линиями показано запроектированное увеличение числа агрегатов станции в связи с освоением новых земель.

В табл. 4 помещены проектные данные о средних числах работающих агрегатов по декадам за весь поливной сезон на станции № 2 зонального машинного орошения Дальверзинского массива. Данные этой

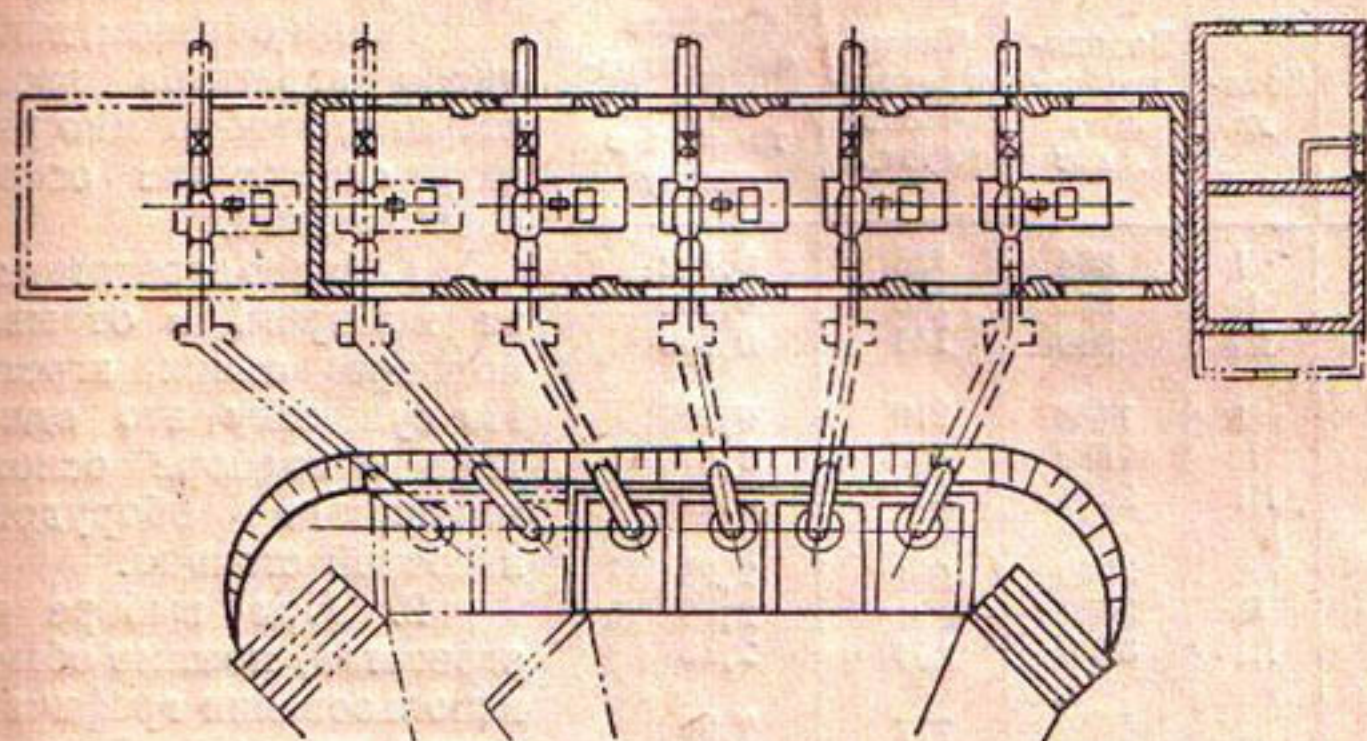


Рис. 6. Схематический план оросительной насосной станции № 1 Янтаского массива (пунктиром показано расширение станции на два агрегата).

таблицы типичны для многих насосных станций, орошающих хлопковые плантации в республиках Средней Азии. Они показывают, что станция должна подавать воду круглосуточно, непрерывно с начала апреля до декабря, т. е. в течение 27 декад. Однако все четыре агрегата будут использоваться в короткие промежутки времени летом в течение только трех декад. В течение шести декад на станции в резерве будет один агрегат. Все остальное время (18 декад) в резерве будут находиться два и три агрегата.

Коэффициент использования рабочего времени установленной мощности станции, вообще низкий для оросительных насосных станций, в данном случае равен

$$\alpha = \frac{\sum Z_{cp} \Delta t}{Z_0 8760} = 0,336, \quad (12)$$

что близко к его обычному значению.

Низкие значения этого коэффициента также подтверждают возможность обходиться без специального резервного агрегата сверх выбранных по потребности в воде.

В системе зонального машинного орошения существует возможность гарантировать подачу воды во все зоны, за исключением верхней, путем переброски воды по каналам из одной зоны в другую. Однако этим нарушается принцип зонального орошения и увеличивается себестоимость полива. В отдельных случаях представляется возможность сделать водовыпуск из напорного трубопровода данной зоны в зону, расположенную на одну ступень ниже. Такое предложение было сде-

лено в Узгипроводхозе (инженером П. Е. Плесовских) для нижней зоны машинного орошения в совхозе «Фархад» в 1954 г., но от него отказались и запроектировали переброску воды из второго машинного канала в первый, вместо установки резервного агрегата для нижней зоны. Из контрольных расчетов видно, что устройство водовыпуска на

Таблица 4

Проектные режимы работы насосной станции
„Дальверзин II“ (4 агрегата)

Месяц	Дека- да	Водопотребле- ние, л/сек	Число агрегато- часов работы	Среднее число агре- гатов, рабо- тающих в декаду
Апрель	I	884	135	0,562
	II	834	135	0,562
	III	940	144	0,660
Май	I	1430	219	0,91
	II	1880	352	1,47
	III	2664	552	2,09
Июнь	I	3040	531	2,21
	II	3390	491	2,04
	III	3750	654	2,73
Июль	I	4130	717	2,99
	II	4485	844	3,52
	III	4485	928	3,51
Август	I	4420	829	3,46
	II	3730	680	2,83
	III	3310	633	2,40
Сентябрь	I	2700	506	2,10
	II	2465	464	1,24
	III	1025	298	0,0615
Октябрь	I	233	35,7	0,144
	II	630	96,7	0,408
	III	1068	180	0,76
Ноябрь	I	1357	208	0,487
	II	1357	208	0,487
	III	67	10,3	0,028
Декабрь	I	67	10,3	0,0418
	II	137	21,0	0,87
	III	98	10,1	0,038
Всего			11082,1	

трубопроводе верхней зоны дает некоторую экономию энергии по сравнению с переброской воды из верхнего машинного канала.

Таким образом, выбирая число агрегатов насосной станции, необходимо учитывать следующие основные соображения.

1. Число агрегатов нельзя выбирать в отрыве от подбора самих агрегатов. По существу это одна задача о подборе основного машинного оборудования насосной станции.

2. При выборе числа агрегатов, помимо обычного использования графика расходов водопотребления, рекомендуется применять более точный аналитический метод приведенных производительностей, изложенный в настоящей работе. В отношении станций большой производительности следует иметь в виду, что станция с четырьмя одинаковыми агрегатами обладает маневренностью, вполне достаточной для обеспечения любого графика полива.

3. Если высота подъема воды на станции в течение поливного сезона подвержена значительным колебаниям, то при выборе числа агрегатов график водопотребления надо привести к

средневзвешенной высоте подъема.

4. Наличие большой аккумулирующей воду емкости в верхнем бьефе дает возможность значительно, чуть ли не вдвое, понизить мощность станции за счет увеличения времени работы насосных агрегатов и сократить до предела их число.

5. Для насосных агрегатов большой производительности необходимо предусматривать ее регулирование в периоды их пуска и остановки с целью выравнивания режимов подводящих и отводящих водоводов.

6. Вышеприведенные расчеты, а также практика эксплуатации показывают, что без резервных агрегатов можно обойтись. Вместе с тем, имеется ряд примеров возникновения необходимости в установке дополнительных насосных агрегатов в связи с развитием орошаемого хозяйства. Поэтому должна быть обеспечена возможность расширения насосных станций на тех объектах, где имеются свободные площади, пригодные для машинного орошения в будущем.

ЛИТЕРАТУРА

1. Флоринский М. М. Насосы и насосные станции, М., Сельхозгиз, 1959.
 2. Чернышев М. Я. Мелиоративные насосные станции, М., Сельхозгиз, 1933.
 3. Баранов В. А. О выборе вариантов при подборе насосных агрегатов крупных оросительных насосных станций, Тезисы XIX научно-технической конференции ТИИИМСХ, Ташкент, ТИИИМСХ, 1960.
 4. Материалы к ТУ и Н проектирования оросительных систем (насосные станции), М., Гипроводхоз МСХ СССР, 1959.
 5. Колпакова Т. А. Выбор числа насосных агрегатов мелиоративных насосных станций, Тезисы XX научно-технической конференции ТИИИМСХ, Ташкент, ТИИИМСХ, 1961.
 6. Флоринский М. М. Совместные режимы работы осушительных насосных станций и подводящих каналов, Автореферат канд. дисс., М., 1953.
 7. Семенидова В. И. Гидроаккумулирующие электростанции для суточного регулирования каскада ГЭС, Автореферат канд. дисс., Ташкент, САЗПИ, 1954.
 8. Турк В. Н. Насосы и насосные станции, М., ГИЗ по строительству и архитектуре, 1953.
 9. Бельков Н. И. «Вестник ирригации», 1926, № 12.
 10. Насосы, каталог-справочник, М., Машгиз, 1960.
-

В. А. БАРАНОВ

ПЕРВИЧНЫЙ ПОДБОР НАСОСНЫХ АГРЕГАТОВ ОРОСИТЕЛЬНЫХ СТАНЦИЙ

Первичный подбор насосных агрегатов производят с целью возможного выявления всех перспективных вариантов основного оборудования оросительной насосной станции. Окончательно выбирать агрегаты нужно на основе сравнения их технико-экономических показателей.

Предлагаемый ниже метод первичного подбора насосных агрегатов включает в себя построение кривых относительной экономичности, которые позволяют быстро определить энергетическое соответствие каждого из намеченных вариантов машинного оборудования станции.

Просмотренные нами проектные задания и технические проекты тридцати электрифицированных насосных станций из числа разработанных Средазгипроводхозом, Узгипроводхозом, Таджикгипроводхозом и гипроводхозом МСХ СССР за период с 1953 по 1960 г., позволяют сделать следующие выводы о подборе насосных агрегатов в этих проектах.

1. В записках не только отсутствует детальное сравнение, но нет даже простого перечня рассмотренных вариантов основного оборудования. При утверждении проекта в Научно-техническом совете это лишает возможности убедиться в том, что учтены все перспективные варианты подбора оборудования и найдено действительно наилучшее решение. Таким недостатком страдают все без исключения рассмотренные проекты.

2. Имеющиеся типовые проекты насосных станций недостаточно используются в практике проектирования. Значительно чаще применяются аналоги, т. е. выполненные ранее проекты станций с более или менее близкими параметрами. По отзывам проектировщиков, это происходит главным образом потому, что в типовых проектах недостаточно учитываются особенности рельефа и геологии местности. Наиболее полезными оказываются типовые конструкции отдельных узлов и деталей установок.

3. В результате роста мощности ирригационных насосных станций схемы их компоновки приобретают сходство со схемами ГЭС, имеющих аналогичные гидравлические параметры. Это позволяет в проектах насосных станций частично использовать опыт проектирования ГЭС.

В руководствах по проектированию гидроэлектростанций много внимания уделяется подбору гидроагрегатов, что вполне оправдывает себя на практике [2]. К сожалению, этого нельзя сказать о существую-

ших руководствах по проектированию мелиоративных насосных станций [6]. В современной технической литературе как отечественной, так и иностранной, мы не встречали опубликованного метода или схемы подбора насосно-силового оборудования мелиоративных насосных станций за исключением работы [3]. Нет их и в нормативных указаниях, изданных Гипроводхозом МСХ СССР в 1959 г. Существующие типовые проекты также не дают ответа на этот вопрос.

4. Мощность многих из современных мелиоративных насосных станций настолько велика, что приходится учитывать единицы процентов к.п.д. их агрегатов. Вместе с тем технико-экономические расчеты, производимые при сравнении вариантов проекта, в большинстве случаев сводятся к определению только удельной стоимости капитальных затрат, что ни в какой мере нельзя признать достаточным.

5. Для сокращения сроков строительства и пуска станции в эксплуатацию проектное задание должно содержать все необходимые данные для заказа насосов, двигателей и важнейшего вспомогательного оборудования. В нем должны быть полностью решены вопросы о выборе насосных агрегатов. Однако это полезное правило не всегда соблюдается. Имеются случаи, когда в процессе строительства станции пришлось изменить состав основного оборудования из-за отказа завода-поставщика выполнить заказ (два случая в числе рассмотренных). В другой раз предложенное при рассмотрении в НТС улучшение в оборудовании станции оказалось невозможно осуществить, так как насосы были уже заказаны и получены (Баяутская насосная станция в УзССР).

Тип и размеры выбранных насосов в значительной степени определяют тип и размеры машинного здания и оказывают решающее влияние на технико-экономические показатели станции. В качестве примера на рис. 1 представлен баланс энергии одного из агрегатов современной электрифицированной оросительной установки. Из рисунка видно, что двигатель не используется на полную мощность и больше всего энергии теряется в насосе.

Таким образом, все вышеприведенное подтверждает необходимость развития и систематизации подбора насосных агрегатов в проектах насосных станций машинного орошения.

Подбор насосных агрегатов начинается после того, как выявлены расчетные значения высоты подъема воды и производительности станции, назначены варианты числа агрегатов и определены манометрические напоры насосов на основании технико-экономических расчетов трубопроводов.

В современных каталогах насосов имеются сводные графики полей $Q-H$, по которым легко можно наметить несколько типов и размеров насосов для различных вариантов расчетных значений производительности и напора в зависимости от числа агрегатов на станции и схемы подачи воды [12, 13].

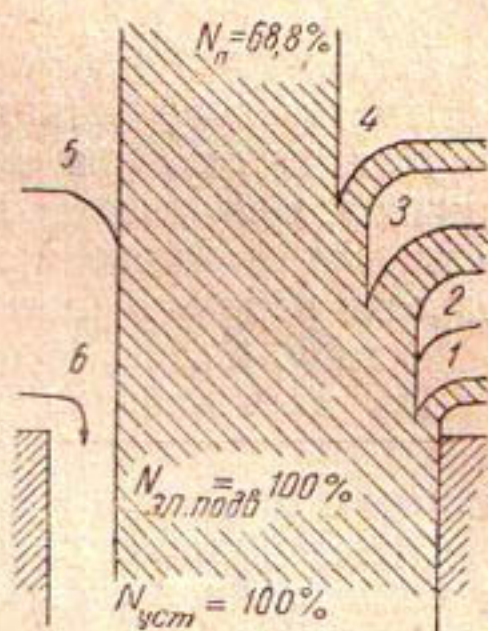


Рис. 1. Баланс энергии насосного агрегата станции «Дальверзин II»:

Потери мощности, %: 1—в двигателе—6,1; 2—в трансмиссии—0; 3—в насосе—16,9; 4—в трубопроводе—8,2; 5—бесполезная мощность (переподъем воды)—0; 6—недогрузка двигателя—21%; $N_{уст}$ — установленная мощность двигателя; $N_{эл. подв}$ — электрическая подводимая мощность; $N_{п}$ — полезная мощность.

Для оценки степени соответствия намеченных насосов условиям проекта и отбора наиболее перспективных вариантов мы неоднократно использовали во время экспертиз и консультаций следующий простой метод, основанный на законе подобия [4].

Производительность насоса, приведенная к напору в 1 м,

$$q = \frac{Q}{\sqrt{H}}. \quad (1)$$

На основании закона подобия размер намеченного по каталогу насоса будет соответствовать требованиям проекта в том случае, если масштабный коэффициент окажется близким к единице. Последний определяется по формуле

$$m = \frac{D_n}{D} = \sqrt{\frac{q_n}{q}}, \quad (2)$$

где индекс n относится к данным каталога, а величины без индекса соответствуют проектному заданию.

Для вычисления масштабного коэффициента необходимо, чтобы величина приведенной подачи насоса (q_n) соответствовала максимальному значению его к. п. д. при любом числе оборотов без учета подрезки рабочего колеса.

В табл. 1 даны основные технические параметры насосов.

По величине отклонения масштабного коэффициента от единицы можно сразу определить, в какой степени тот или иной насос по своим размерам соответствует проектным условиям.

Необходимое число оборотов насоса для заданных значений Q и H на основании закона пропорциональности будет

$$n = n_0 \frac{Q}{Q_0}, \quad (3)$$

где n_0 — число оборотов насоса по его рабочей характеристике;
 Q — заданная производительность агрегата;

$Q_0 = f(q)$ — производительность насоса по его рабочей характеристике, соответствующая режиму работы, изогональному с заданным в проекте. Изогональность режимов определяется равенством

$$q_0 = q.$$

В целях определения величины Q_0 на характеристике насоса по уравнению (1) строят кривую параметров линий пропорциональности (q_0), как показано на рис. 2.

Возможность наиболее простой компоновки насосного агрегата выясняется сравнением найденного по уравнению (3) числа оборотов насоса с числом оборотов двигателя подходящей мощности.

Для выбора двигателя по каталогу, учитывая, что двигатель всегда выбирается с запасом мощности, к. п. д. насоса можно принять тот (η_0), который на рис. 2 соответствует вспомогательной величине расхода (Q_0) в уравнении (3).

При расчетных значениях напора и производительности агрегата паспортная мощность электродвигателя должна быть

$$N_{\text{дв. уст}} > \frac{\gamma Q H}{102 \cdot \eta_0} \text{ кВт}. \quad (4)$$

Номер по порядку	Марка насоса	Диаметр напорного патрубка, мм	Q , л/сек	H , м	n , об/мин	N , кВт		η , %	$H_{\text{вкл}}^{\text{норм}}$, м	D_0 , мм	$q_{\text{н}}$, м ³ /сек $\pm$ м ^{0,5}	u , м/сек	n_s
						на валу насоса	электро-двигателя						
1	8НДв	200	200	89	1450	216	240	81	1,4	525	0,02125	40,25	55,2
2	12НДс	300	350	64	1450	250	270	88	3,6	460	0,0438	34,9	82,8
3	14НДс	350	450	90	1450	447	500	89	2	540	0,0476	40,9	86
4	18НДс	450	750	58	960	470	520	91	1,3	700	0,0985	35,19	102,5
5	20НДс	500	950	71	960	725	800	91	1,3	765	0,1125	38,4	99,5
6	22НДс	500	1300	90	960	1250	1350	92	1,0	860	0,137	43,2	94,5
7	24НДс	600	1800	79	750	1500	1600	92	2,0	990	0,2025	38,8	98,6
8	16НДн	400	500	16	960	89,1	100	88	5,5	410	0,125	20,50	219,0
9	20НДн	500	900	32	960	308	350	89	2,9	550	0,159	27,6	176,5
10	24НДн	600	1400	26	730	398	450	90	3,0	690	0,274	26,35	193,2
11	10Д-9	200	133	41,5	1450	66,6	75	81	7,5	366	0,0207	27,75	83,3
12	12Д-19	250	217	21,3	1450	55,2	75	85,5	5,1	300	0,047	22,7	175,6
13	14Д-6	200	347	125	1450	566	650	76	4,6	660	0,0309	50,0	53,6
14	20Д-6	300	542	100	970	710	840—950	77,5	4	855	0,0542	43,3	58,2
15	32Д-19	600	1500	30,5	730	556	590	81	5,6	740	0,271	28,25	177,5
16	48Д-22	900	3472	23,6	485	914	1100	88	3,2	985	0,715	37,5	218
17	28В-12	500	1195	61	600	800	1000	88,5	5,2	1100	0,153	34,5	109,5
18	32В-12	700	1807	65	500	1310	1700	88	4,4	1360	0,224	35,6	106,9
19	40В-16	800	3058	34,4	368	1160	1300	88	3,9	1450	0,532	27,9	165,2
20	40В-24	—	3900	35,9	500	1580	1600	87	—1,4	1185	0,65	31,0	244,0
21	52В-11	—	6394	88	375	6300	7500	88	—1,3	2200	0,682	43,2	120,0
22	52В-17	—	6116	60	375	4100	5000	88,5	—1,4	1800	0,798	35,3	156,8
23	56В-17	—	8500	72	375	6700	7500	90,5	—2,5—3,5	1990	1,002	39,1	161
24	70В-36	—	15300	23	250	4050	4400	85,5	—1	2200	3,19	28,8	339
25*	НМ200/40	150	55	40	1450	32,2	35	67,0	4,0	—	0,0087	—	—
26	ПГ-35М	450	320	4,8	960	19,8	22	76,0	2,5	350	0,146	17,6	—
27	ПГ-35×2	450	295	9,0	960	37,2	42	70,0	2,5	350	0,0985	17,6	—
28	10Пр	250	165	4,5	1450	9,45	14	77,0	2,0	240	0,078	18,2	—
29*	ВП-24×5М	300	165	25,0	1450	59	75	68,5	2,0	240	0,033	18,2	—

Примечание. Марки насосов, отмеченные звездочкой, в каталог не вошли;
 $q_{\text{н}}$ — приведенная производительность, D_0 — диаметр рабочего колеса (нормальный), u — окружная скорость.

Соединение центробежного насоса напрямую с валом двигателя при использовании подрезки рабочего колеса с целью подгонки оборотов насоса под обороты двигателя возможно в том случае, если найденное по уравнению (3) число оборотов насоса не выходит за пределы

$$1 \geq \frac{n}{n_{\text{дв}}} \geq 0,8. \quad (5)$$

Это неравенство составлено в предположении, что подрезка допустима в пределах 20% диаметра колеса.

Само собой понятно, что число оборотов насоса не должно превосходить максимального допустимого значения. Иными словами, напор насоса по каталогу должен быть не ниже требуемого по проекту.

Превышать указанное в каталоге максимальное число оборотов насоса можно только с разрешения завода-поставщика. Перед тем, как запрашивать завод, рекомендуем сделать следующие контрольные расчеты при повышенных оборотах.

1. Проверить допустимую высоту всасывания.

2. Проверить максимальную окружную скорость вращения рабочего колеса. Она существует при разгонных числах оборотов насосного агрегата, находящегося в тур-

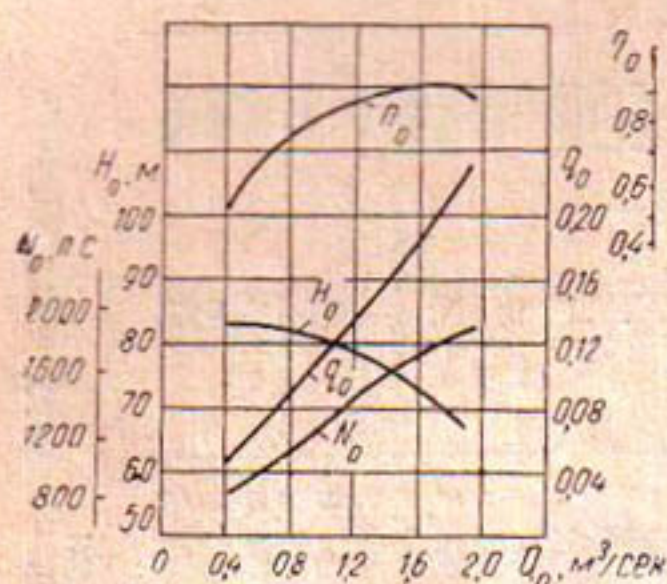


Рис. 2. Кривая параметров линий пропорциональности (q), построенная на рабочей характеристике насоса 24 НДс при $n_0=750$ об/мин и $D=940$ мм.

бинном режиме. Для чугунных рабочих колес предельная окружная скорость составляет 45—50 м/сек [7, 8].

3. Подсчитать увеличение вращающего момента и скручивающих напряжений вала. Кроме того, для вертикального насоса, имеющего удлиненный вал, может потребоваться подсчет критического числа оборотов.

Следующее необходимое условие нормальной работы насоса — отсутствие кавитации. Оно заключается в соблюдении неравенства

$$H_{\text{вс}} + H_{\text{вс}} + \frac{v_{\text{вс}}^2}{2g} < H_{\text{вак1}}^{\text{доп}} - \frac{Z_a}{900}, \quad (6)$$

где слагаемые левой части представляют собой геометрическую высоту всасывания, сумму потерь напора во всасывающей трубе и скоростной напор при входе в насос.

В правой части неравенства (6) —

Z_a — абсолютная отметка местности;

$H_{\text{вак1}}^{\text{доп}}$ — допустимая вакуумметрическая высота всасывания насоса в данном режиме.

Последняя для центробежных насосов определяется по формуле [14]

$$H_{\text{вак1}}^{\text{доп}} = 10 - \left(10 - H_{\text{вак}}^{\text{доп}}\right) \cdot \left(\frac{n}{n_0}\right)^2, \quad (7)$$

где n — число оборотов насоса, принятое после подбора двигателя;
 n_0 — число оборотов насоса по каталожной характеристике (рис. 2) без подрезки рабочего колеса;
 $H_{\text{взк}}^{\text{доп}}$ — берется по каталожной характеристике насоса для фиктивного расхода (Q_0), определяемого по уравнению

$$Q_0 = Q \frac{n_0}{n},$$

в котором Q — производительность насоса в данном режиме, например, при максимальной или минимальной высоте подъема.

Для вертикальных насосов осевого типа допустимая высота всасывания, или необходимое затопление рабочего колеса, вычисляется по формуле

$$H_{\text{вс}} = 10 - \Delta h_1 - \frac{Z_a}{900}; \quad (8)$$

здесь Δh_1 — кавитационный запас.

Величина последнего зависит от типа насоса, диаметра рабочего колеса, угла установки лопастей, числа оборотов и месторасположения рабочей точки на напорной характеристике насоса

$$\Delta h_1 = K_{\Delta h_1} n^2 D^2,$$

где $K_{\Delta h_1}$ — коэффициент кавитационного запаса.

На универсальных характеристиках современных осевых насосов нанесены изолинии кавитационных запасов или соответствующих им коэффициентов.

Насосные агрегаты, наиболее соответствующие проектным условиям по размерам насоса, числу оборотов и допустимой высоте всасывания или необходимой глубине затопления, могут быть приняты для последующего технико-экономического сравнения вариантов.

Когда двигатель уже выбран и установлено число оборотов насоса, появляется возможность подобрать степень подрезки рабочего колеса насоса в соответствии с мощностью двигателя или проектной производительностью агрегата. Подрезку желательно подобрать так, чтобы использовать двигатель на полную мощность, но не допустить опасной перегрузки его при сезонных изменениях высоты подъема.

По кривой мощности при постоянном числе оборотов насоса можно качественно определить, в каких условиях нагрузка двигателя будет наибольшей.

Рассмотрим случай, когда загрузку двигателя надо проверять по минимальной высоте подъема, т. е. по максимальной подаче воды насосом. Такую характеристику имеет большинство центробежных насосов.

Если насосы подключаются к общему напорному трубопроводу, то максимальная подача воды насосом будет существовать тогда, когда в работе находится только один из них.

Уравнение линии минимальных манометрических напоров имеет вид

$$H = H_{\text{г. мин}} + KQ^2, \quad (9)$$

где K — общий коэффициент сопротивления трубопровода.

Задав произвольно величиной $Q_{\text{макс}}$ манометрический напор вычисляем по уравнению (9) и максимальную приведенную подачу

воды (q) — по уравнению (3). По рис. 2 определяем вспомогательную величину (Q_0) и находим число оборотов насоса по уравнению (3), а также к. п. д. насоса (η_0) по его рабочей характеристике в зависимости от Q_0 .

К. п. д. насоса в данном режиме определяется с поправкой на число оборотов [5] по формуле

$$\eta = \eta_0 - \Delta\eta. \quad (10)$$

Ниже даны значения поправок:

Ориентировочные значения снижения к. п. д. насосов с уменьшением числа оборотов

$\frac{n}{n_0} = 1$	0,87	0,76	0,66	0,57	0,52	0,45	0,40	0,36	0,3
$\Delta\eta = 0$	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,10

Максимальная мощность на валу насоса в рассматриваемом случае равна

$$N_{\max} = 9,8 \frac{Q_{\max} H}{\eta}. \quad (11)$$

Задавшись двумя-тремя значениями $Q_{\max}$, можно подобрать оптимальное число оборотов насоса ($n_{\text{опт}}$), соответствующее наилучшему использованию мощности двигателя. Таким же способом можно произвести расчеты, если максимальная мощность на валу насоса будет существовать при минимальной подаче воды (осевые насосы) или при каком-либо промежуточном ее значении.

Для агрегатов мощностью в сотни киловатт запас мощности 2—5% считается нормальным [9, 11].

В условиях жаркого климата Средней Азии надо иметь в виду снижение допустимой нагрузки электродвигателей в зависимости от температуры окружающего воздуха: 35°C—0; 40°C—5; 45°C—12,5; 50°C—25% (по данным каталога электродвигателей серии ФАМСО).

Необходимый диаметр подрезанного рабочего колеса центробежного насоса (D) для непосредственного соединения вала насоса с валом двигателя при выбранном значении оптимального числа оборотов насоса определяется по формуле

$$D = D_0 \frac{n_{\text{опт}}}{n}, \quad (12)$$

где $n = n_{\text{дв}}$ — число оборотов насоса после соединения напрямую с двигателем.

В отечественной литературе [9] рекомендуются следующие оптимальные пределы обточки рабочего колеса в зависимости от его коэффициента быстроходности:

$n_s = 60 - 120$	$\left(1 - \frac{D}{D_0}\right)_{\text{опт}} = \text{до } 20\%$
120 — 200	до 15 — 10%
200 — 300	до 10 — 7%.

Можно считать, что при этом снижение к. п. д. насоса не будет превосходить 2%.

Пересчет рабочей характеристики насоса на выбранные значения числа оборотов и диаметра рабочего колеса производится по формулам

$$\left. \begin{aligned} Q &= Q_0 \frac{nD}{n_0 D_0} \\ H &= H_0 \left(\frac{nD}{n_0 D_0} \right)^2 \\ \eta &= \eta_0 - \Delta\eta \end{aligned} \right\}, \quad (13)$$

где $\Delta\eta$ — понижение к. п. д. насоса.

В насосах осевого типа изменение рабочей характеристики при заданном числе оборотов достигается выбором угла установки лопастей рабочего колеса. Однако произведенные нами опыты [10] показали, что в некоторых случаях может быть применена и обточка колеса по диаметру при одновременной смене втулки колесной камеры для восстановления нормальной ширины радиального зазора.

Помещенные в каталогах [14] характеристики центробежных насосов с подрезанными рабочими колесами соответствуют пересчетам по формулам (13). Однако К. Пфлейдерер [7] рекомендует иметь в виду, что высота напора уменьшается несколько больше чем пропорционально квадрату диаметра. Поэтому если вести расчеты по формулам (13), то действительную подрезку колеса следует принимать равной

$$\Delta D = k(D_0 - D),$$

где в среднем $k = 0,75$.

М. Д. Айзенштейн [8] отмечает, что обточка колес насосов с $n_s = 200 - 280$ до $0,9 D_0$ соответствует теоретической обточке до $0,86 D_0$, а обточка до $0,85 D_0$ — теоретической до $0,79 D_0$, где $D_0 = \frac{1}{2}(D' + D'')$ — средний выходной диаметр колеса с косым выходом. Для колес с $n_s = 60 - 100$ при обточке до $0,9 D_0$ кривая напоров совпадает с расчетной.

Обточка рабочего колеса по выходному диаметру не отражается на пересчетах допустимой высоты всасывания. На основании формулы (6) строят кривую предельно допустимых геометрических высот всасывания насоса ($H_{вс}$) в зависимости от секундной подачи воды (Q). Она потребуется в дальнейшем для определения допустимых наивысших отметок расположения насосов и пола машинного помещения, что, в свою очередь, позволит обосновать выбор типа стационарного здания в зависимости от колебаний отметки горизонта воды в нижнем бьефе станции в течение поливного периода и года.

Приведенная подача насоса и масштабный коэффициент, определяемые уравнениями (1) и (2), после обточки рабочего колеса не изменяются. Остается постоянной также и вспомогательная кривая (q_0), показанная на рис. 2.

Технико-экономические расчеты не входят в задачу первичного подбора насосных агрегатов. Ниже приводятся некоторые соображения, позволяющие получить представление об относительной экономичности выбранного агрегата без проведения расчетов стоимости строительства и эксплуатации станции.

Для действующей оросительной насосной станции главными показателями ее эксплуатации являются стоимость кубометра поднятой воды и общая производительность станции [6]. При проектировании же станции основными показателями ее технического совершенства следует считать полные к. п. д. насосных агрегатов, включая трубопроводы, и стоимость одного тонно-метра полезной работы, отнесенные к средне-

взвешенной высоте подъема, равной

$$H_{г. ср} = \frac{\sum H_r Q \Delta T}{\sum Q \Delta T}, \quad (14)$$

где ΔT — расчетные интервалы времени;

Q — расходы по графику водопотребления;

H_r — соответствующие им геометрические высоты подъема воды по графику горизонтов воды в источнике питания станции и кривой наполнения машинного канала.

Для рассматриваемого насосного агрегата стоимость 1 м³ поднятой воды может быть представлена в следующем виде:

$$s_v = \frac{s}{3600 Q}; \quad (15)$$

здесь Q — производительность насосного агрегата;

s — средняя за год стоимость одного часа работы одного насосного агрегата.

Полный к.п.д. насосного агрегата, отнесенный к геометрической высоте подъема воды насосом, может быть представлен в виде

$$\eta_a = 9,8 \frac{QH_r}{N_{эф}} \cdot \eta_{дв}, \quad (16)$$

где $N_{эф}$ — эффективная мощность на валу электродвигателя;

$\eta_{дв}$ — к.п.д. электродвигателя при данной нагрузке.

Эффективная мощность на валу двигателя, в свою очередь, равна

$$N_{эф} = 9,8 \frac{Q \cdot H}{\eta \cdot \eta_{пер}}, \quad (17)$$

или

$$N_{эф} = \eta_{дв} \cdot N_{эл. подв}, \quad (18)$$

где $N_{эл. подв}$ — мощность электрического тока, подводимого к электродвигателю;

η — к.п.д. насоса;

$\eta_{пер}$ — к.п.д. трансмиссии (если она имеется);

H — манометрический напор.

В другом виде полный к.п.д. агрегата представляет собой произведение к.п.д. двигателя, трансмиссии, насоса и трубопровода

$$\eta_a = \eta_{дв} \cdot \eta_{пер} \cdot \eta \cdot \eta_{тр}, \quad (19)$$

в котором к.п.д. трубопровода равен отношению геометрической высоты подъема воды насосом к манометрическому напору при данном расходе

$$\eta_{тр} = \frac{H_r}{H_r + KQ^2}. \quad (20)$$

Стоимость одного тонно-метра полезной работы агрегата составляет в общем виде

$$s_p = \frac{s_v}{\eta H_r}. \quad (21)$$

С учетом уравнений (15), (16) и (19) уравнение (21) преобразуется в уравнение следующего вида:

$$s_p = \frac{0,00503}{\eta_{пер}} \cdot \frac{s}{N_{эф}} \cdot \frac{1}{\eta \cdot \eta_{пер}}. \quad (22)$$

Из уравнения (22) видно, что стоимость единицы полезной работы насосного агрегата изменяется прямо пропорционально удельной стоимости его эксплуатации и обратно пропорционально общему к.п.д. гидромеханической части агрегата.

Если в формуле (21) геометрическую высоту подъема принять за независимую переменную, то стоимость одного тонно-метра полезной работы агрегата будет изменяться по кривой, уходящей в бесконечность, при высоте подъема, равной нулю, и при подаче воды, равной нулю.

При постоянном числе оборотов насоса изменение высоты подъема отражается на нагрузке двигателя и его к. п. д., что влечет за собой изменение расхода электроэнергии и часовой стоимости эксплуатации, которая может увеличиваться (для центробежных насосов) или уменьшаться в зависимости от направления кривой мощности на рабочей ха-

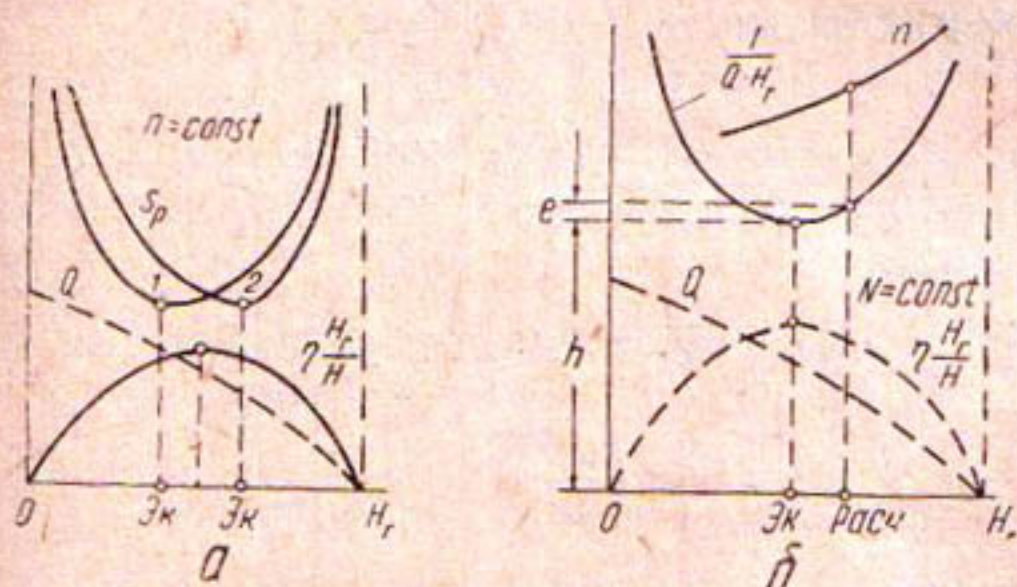


Рис. 3. Техничко-экономические характеристики насосных установок:

а—при постоянном числе оборотов с осевыми (1) и центробежными (2) насосами; б—при постоянной нагрузке двигателя и переменном числе оборотов насоса.

рактеристике насоса. Вследствие этого минимум стоимости полезной работы агрегата оказывается смещенным вправо или влево от точки максимального значения его полного к. п. д., как показано на рис. 3 а.

Смещения не произойдет, если нагрузка двигателя будет оставаться постоянной, причем число оборотов насоса может быть переменным.

Допустим, что с изменением высоты подъема число оборотов насоса плавно изменяется с сохранением постоянной нагрузки двигателя и число часов работы агрегатов станции в течение года остается постоянным. Тогда среднегодовая стоимость одного часа эксплуатации насосного агрегата будет оставаться постоянной, а выработка станции по воде за год будет переменная. В этом случае при изменении высоты подъема в уравнении (22) второй множитель остается постоянным и стоимость одного тонно-метра полезной работы зависит только от произведения к. п. д. насоса на к. п. д. трубопровода

$$s_p = A \frac{1}{\eta_i \cdot \eta_{тр}}.$$

Подставив значения этих к.п.д., получим

$$s_p = A \frac{N}{9,8 Q \cdot H_r} = C \frac{1}{Q \cdot H_r}, \quad (23)$$

где C — постоянная величина;

N — мощность на валу насоса, *квт.*

Таким образом, при постоянной нагрузке двигателя и переменном числе оборотов насоса изменение подачи воды в зависимости от геометрической высоты подъема позволяет определить относительную величину стоимости единицы полезной работы насосной установки без проведения экономических вычислений.

Для определения этой зависимости надо пересчитать рабочую характеристику насоса с постоянного числа оборотов (n) на постоянную мощность (N'), соответствующую мощности выбранного двигателя.

Необходимые формулы пересчета получаются на основании уравнений мощности

$$N = 9,8 \frac{Q \cdot H}{\eta}, \text{ квт} \quad (24)$$

и линии пропорциональности

$$Q = q \sqrt{H}, \quad (25)$$

совместное решение которых дает

$$\left. \begin{aligned} Q &= 0,467 (N' \eta' q^2)^{\frac{1}{3}} \\ H' &= \left(\frac{Q'}{q} \right)^2 \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

Соответствующее число оборотов насоса будет равно

$$n' = n \frac{Q'}{Q}. \quad (27)$$

Рекомендуемая схема расчета следующая: задаются произвольным значением приведенной подачи (q) и по рабочей характеристике насоса (рис. 2) находят соответствующие значения манометрического напора и к.п.д. Затем вычисляют вспомогательные величины по уравнениям (24), (25) и

$$\frac{n'}{n} \approx \sqrt[3]{\frac{N'}{N}},$$

находят поправку к.п.д. насоса $\Delta \eta = f\left(\frac{n}{n_0}\right)$ и определяют его расчетное значение (η'). Наконец, по уравнениям (26) и (27) получают расчетные параметры, приведенные к постоянной мощности.

Соответствующая геометрическая высота подъема вычисляется на основании уравнения линии манометрических напоров

$$H'_r = H' - K_{np} Q'^2, \quad (28)$$

где K_{np} — коэффициент характеристики трубопровода приведенный к одному из насосных агрегатов, объединяемых данной ниткой напорного трубопровода.

Этот коэффициент определяется уравнением:

$$K_{np} = \frac{H - H_r}{Q_{\text{труб}}^2} \cdot m^2, \quad (29)$$

в котором $Q_{\text{труб}}$ — расход в данной нитке напорного трубопровода (назначается произвольно);
 m — число насосов, питающих данную нитку (имеется в виду, что насосы одинаковые);
 H_r — расчетная геометрическая высота подъема;
 H — соответствующий расходу манометрический напор (включая отвод напорной трубы и всасывающую линию одного из насосов).

Пересчет ведется по точкам, в табличной форме, и в результате пересчета строятся кривые, изображенные на рис. 3б. Они определяют собой экономически выгодную геометрическую высоту подъема для данного комплекта оборудования агрегата, и, кроме того, значение числа оборотов насоса, создающее нормальную загрузку двигателя при колебаниях высоты подъема.

Сравнивая экономически выгодную геометрическую высоту подъема с ее средневзвешенным проектным значением, можно судить, насколько удачно в экономическом отношении в данном агрегате подобраны насос и двигатель.

Критерием оценки может служить предлагаемый нами коэффициент относительной экономичности

$$\beta = 1 - \frac{e}{h}, \quad (30)$$

где значения множителей берутся по кривой, как показано на рис. 3б

Число оборотов насоса, соответствующее проектной высоте подъема, полученное по кривой на рис. 3б, должно совпадать с числом оборотов его, принятым по проекту. Это служит контролем правильности приведенных расчетов.

В табл. 2 дан пример расчета относительной экономичности работы одного из трех насосных агрегатов второй ступени водоподачи насосной станции на Баяутском канале в Голодной степи, пущенной в эксплуатацию летом 1959 г. На рис. 4а приведены кривые, построенные по данным табл. 2. Из них видно, что величина экономически выгодной геометрической высоты подъема хорошо совпадает с ее проектной величиной. На рис. 4б представлена кривая относительной экономичности насосной станции «Самгар II» второй ступени машинного орошения Самарского массива (ТаджССР), которая иллюстрирует некоторое расхождение между проектной высотой подъема воды и ее экономически выгодным значением для выбранного комплекта оборудования. Коэффициент относительной экономичности этой станции получен равным 0,88.

Таким образом, рассмотренный метод первичного подбора насосных агрегатов дает возможность достаточного просто и обоснованно по-

добрать для последующего сравнения варианты машинного оборудования станции, гарантирующего ее нормальное и эффективное действие в эксплуатации.

Таблица 2

Проверка относительной экономичности работы насосной станции „Баяут“ (верхней зоны полива)

3 агрегата на 3 нитки трубопровода;
насосы 48 Д-22, $n=485$ об/мин; колеса $D=985$ мм;
проектный режим: $Q=3,05$ м³/сек, $H=26,0$ м, $\eta=0,875$, $N=890$ кВт;
высоты подъема воды: расчетная — 24,2 м, максимальная — 25,25 м,
минимальная — 22,25 м; $K_{пр}=0,409$

Данные при $n=485$ об/мин					Пересчет на $N'=890$ кВт						H'_r	$\frac{1000}{Q'H'_r}$
Q	H	η	N	q	$\sim \frac{n'}{n}$	$\Delta\eta$	η'	Q'	H'	n'		
4,0	20	0,82	958	0,895	0,975	0,003	0,817	3,91	19,1	474	12,84	19,9
3,8	21	0,845	929	0,829	0,985	0,0025	0,842	3,74	20,6	478	14,82	17,9
3,4	24	0,89	902	0,695	0,990	0,002	0,888	3,39	24	483	19,24	15,22
3,2	25	0,88	893	0,640	0,997	0,0015	0,878	3,20	25,1	485	20,91	14,95
2,8	27	0,845	880	0,540	1,009	0,001	0,844	2,84	27,3	489	24,05	14,75
2,4	28	0,79	836	0,454	1,025	0,0015	0,788	2,46	29,4	496	26,92	15,09
2,0	30	0,71	830	0,365	1,028	0,0015	0,708	2,05	31,6	498	29,88	16,50
1,6	31	0,63	774	0,288	1,050	0,0015	0,629	1,66	34,4	512	33,23	17,80
1,0	33	0,45	705	0,172	1,085	0,0015	0,459	1,075	39,0	522	38,53	24,10
0,8	34	0,39	684	0,137	1,093	0,002	0,388	0,872	40,5	529	40,19	28,50

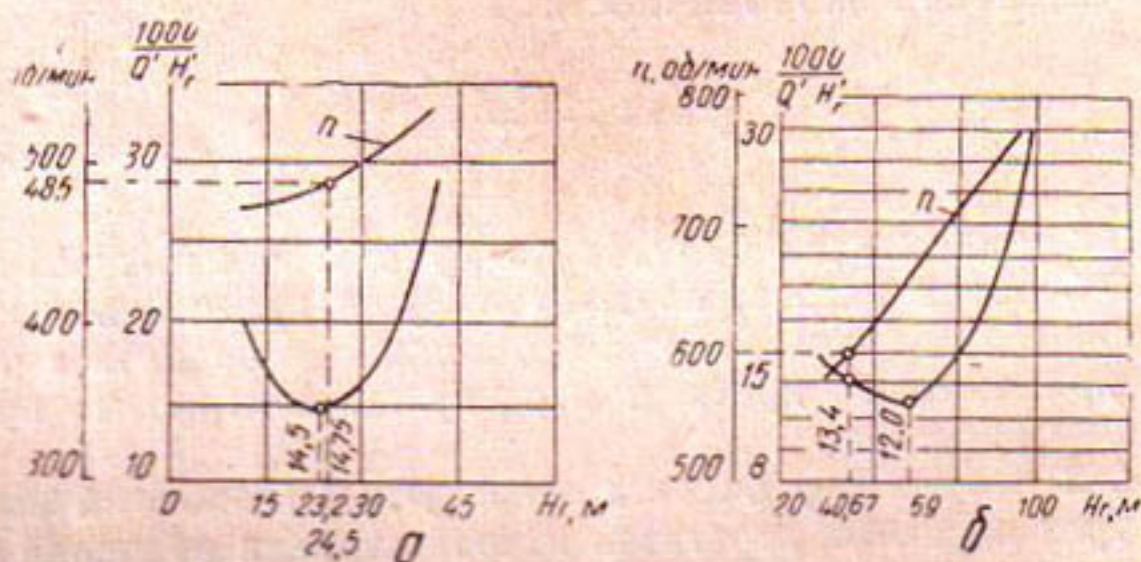


Рис. 4. Кривые относительной экономичности и контрольных чисел оборотов:

а—вторая ступень насосной станции „Баяут“; б—насосная станция „Самгар II“ второй ступени орошения Самгарского массива (ТаджССР).

ЛИТЕРАТУРА

1. Баумгольц А. И., Гордеев А. «Москва — Волгострой», 1937, № 3—4, (28—29).
2. Шапов Н. М. Подбор водяных турбин для гидроэлектростанций, М., Госэнергоиздат, 1949.
3. Прегер Е. А. Подбор лопастных насосов по уравнениям их характеристик, Информационно-технический листок, № 23 (46), Л., 1954.
4. Баранов В. А. Расчет работы ирригационных насосных станций, Ташкент, САНИИРИ, 1941.

- 5 Баранов В. А. Определение экономических режимов мелиоративных насосных установок, Труды САНИИРИ, вып. 93, Ташкент, 1958.
 - 6 Флоринский М. М. Насосы и насосные станции, М., Сельхозгиз, 1959.
 - 7 Пфлейдерер К. Лопаточные машины для жидкостей и газов, М., Машгиз, 1960.
 - 8 Айзенштейн М. Д. Центробежные насосы для нефтяной промышленности, М., Гостоптехиздат, 1957.
 - 9 Турк В. И. Насосы и насосные станции, М., ГСИ, 1953.
 - 10 Баранов В. А., Омелин Н. Н. О подрезке рабочих колес пропеллерных насосов, Труды САНИИРИ, вып. 106, Ташкент, 1960.
 - 11 Материалы к ТУ и Н проектирования оросительных систем (насосные станции), М., Гипроводхоз МСХ СССР, 1959.
 - 12 Баранов В. А. Некоторые вопросы проектирования систем зонального машинного орошения (публикуется в настоящем сборнике).
 - 13 Баранов В. А. О выборе числа агрегатов оросительных насосных станций (публикуется в настоящем сборнике).
 - 14 «Насосы», каталог-справочник, М., Машгиз, 1959.
-

В. А. БАРАНОВ

ВЫРАВНИВАНИЕ ДАВЛЕНИЙ В НАПОРНЫХ ТРУБОПРОВОДАХ ИРРИГАЦИОННЫХ СИСТЕМ С ПОМОЩЬЮ ВОЗДУШНЫХ КОЛПАКОВ

На опытных участках совхоза № 4, организованного на целинных землях в Голодной степи, построена оросительная система с напорными асбоцементными трубопроводами, заменяющими водоподводящие каналы к орошаемым картам. Трубопроводы длиной от 2 до 5 км каждый получают воду из отвода от магистрального Южного Голоднотепского канала независимо один от другого. Они снабжены гидрантами, расположенными через каждые 100 м, для подключения

переносных оросительных трубопроводов или дождевальных аппаратов.

Гидранты армированы стандартными задвижками или винтовыми клапанами конструкции Средазгипроводхлопка. На рис. 1 представлен схематический план размещения напорных трубопроводов на землях указанного совхоза.

Трубопроводы уложены на глубине 0,7 м от поверхности земли. Профиль трассы трубопроводов, пересекающих горизонтали, в значительной степени зависит от рельефа местности.

Применение трубопроводов вместо распределительных

ирригационных каналов в условиях Голодной степи представляет собой новое, перспективное мероприятие, позволяющее резко сократить транспортные потери воды. Это увеличивает водообеспеченность орошаемого района, препятствует развитию солончаков и, кроме того, несколько сокращает работы по планировке земель.

Отмеченные достоинства нового способа орошения послужили основанием для разработки типового проекта закрытой ирригационной сети, армированной гидрантами и воздушными колпаками.

Отсутствие литературных данных по гидродинамическому расчету

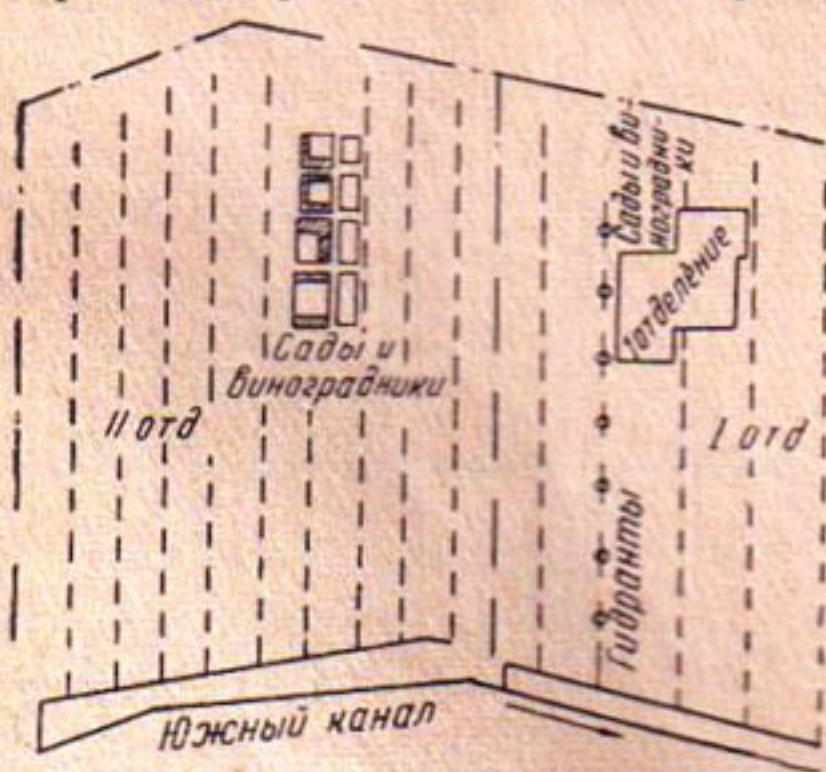


Рис. 1. Схема напорных оросительных трубопроводов на землях совхоза № 4 в Голодной степи.

таких объектов заставило заняться разработкой методики проектирования воздушных колпаков на закрытой ирригационной сети*.

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

По проекту предусмотрена одновременная работа только двух гидрантов на каждом из трубопроводов и наличие свободного напора в конце трубопровода при максимальном проектном расходе. Свободный напор необходим для обеспечения нормальной работы оросительных устройств. Воздушные колпаки должны смягчать и ограничивать скачки давления, возникающие при закрытии гидрантов.

Одновременное закрытие двух гидрантов, обслуживаемых одной и той же бригадой поливальщиков, маловероятно. Кроме того, оно может быть запрещено правилами эксплуатации. В расчетах следует

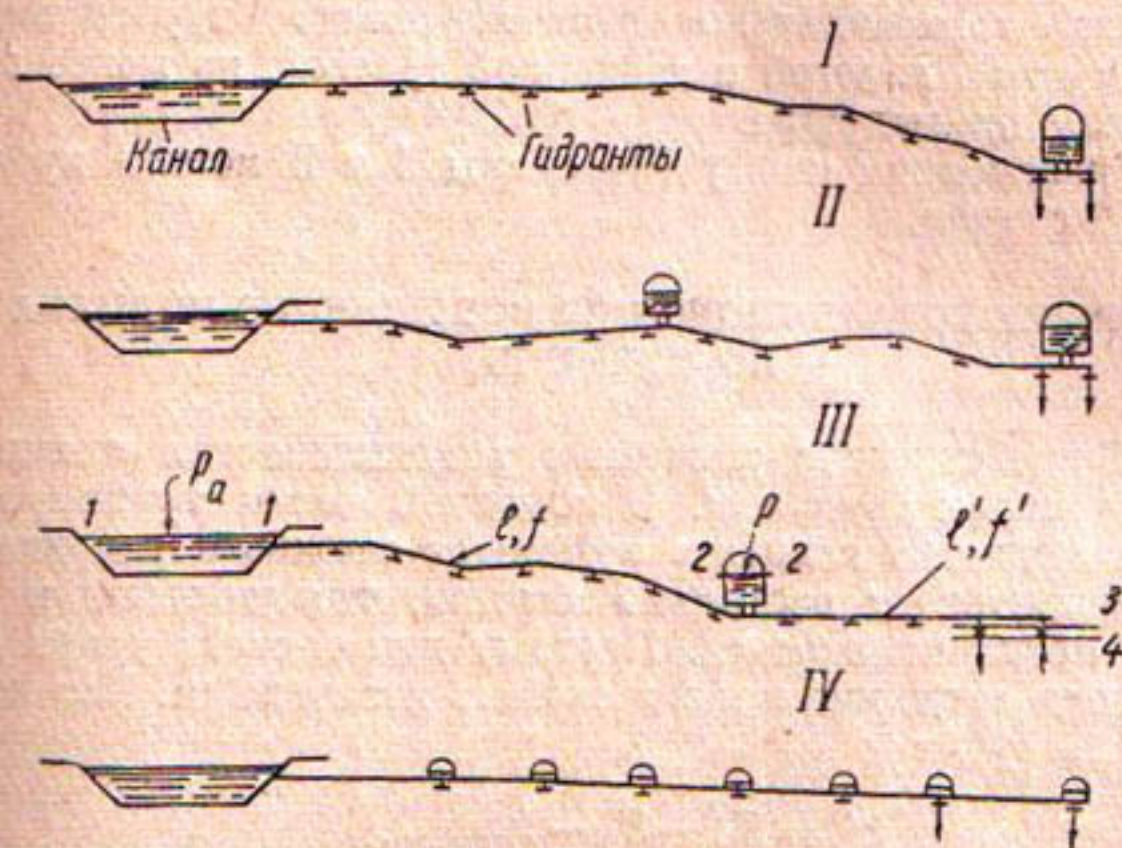


Рис. 2. Принципиальные схемы размещений воздушных колпаков на напорных трубопроводах оросительных систем.

учитывать закрытие только одного гидранта. При этом должны быть рассмотрены следующие три случая:

1) работает один концевой гидрант и его полностью закрывают;
2) работают два соседних концевых гидранта с одинаковыми расходами. Один из них полностью закрывают, а второй в это время прикрывают настолько, чтобы в новом стабильном режиме расход через него остался прежним;

3) при закрытии одного из двух одинаково работающих гидрантов второй не регулируют, и в итоге расход через него оказывается увеличенным в соответствии с возросшим давлением в трубопроводе с одним действующим гидрантом.

Возможны следующие четыре принципиальные схемы размещения воздушных колпаков на трубопроводах [рис. 2].

Схема I — один колпак в конце трубопровода. Это самая простая схема. Ее можно рекомендовать для недлинных трубопроводов,

* В работе принимала участие инженер З. А. Кутузова, которая производила расчеты и строила графики, а также участвовала в разработке типовой конструкции колпаков.

имеющих профиль трассы с большим общим уклоном и особенно с большим уклоном в конце.

Схема II — концевой и промежуточный колпаки; предназначена для трубопроводов очень большой длины или с резкими переломами профиля трассы.

Схема III — один колпак на линии (схема, аналогичная схеме ГЭС с уравнильной башней). Длину концевой участка трубы за колпаком определяют на основании расчетов гидравлического удара. Эта схема представляет наибольший интерес, так как дает возможность сократить необходимый объем воздушного колпака. По существу она является универсальной, особенно при больших уклонах в начале трассы и пологом концевом участке.

Схема IV — маленькие колпаки на всех гидрантах (схема, аналогичная схеме трубопровода с очень упругими стенками). Она хороша только для горизонтально расположенного трубопровода или трубопровода с очень пологой и спокойной трассой, но менее пригодна на практике, чем предыдущие.

Детально рассмотрим схему III; схемы I и II можно представить как ее частные случаи.

ВЫБОР МЕСТОРАСПОЛОЖЕНИЯ ВОЗДУШНОГО КОЛПАКА ПО СХЕМЕ III

На рис. 2 представлена расчетная гидравлическая схема трубопровода с воздушным колпаком. В концевой части трубопровода, за колпаком, при закрытии гидранта возникает сложный гидравлический удар, который протекает настолько быстро, что давление в колпаке не успевает заметно измениться. Поэтому для расчета удара статический напор перед затвором можно считать постоянным. Его величина, согласно рис. 2, будет

$$H_0 = Z_1 - Z_3 - h_{w(1-3)}.$$

В установившемся режиме —

$$Z_1 - Z_4 - h_{\text{своб}} = h_{w(1-3)}. \quad (1)$$

Считая потери напора равномерно распределенными по всей длине трубопровода, находим средний гидравлический уклон

$$i = \frac{h_{w(1-3)}}{l_{(1-3)}} \quad (2)$$

и

$$h_{w(1-2)} = i \cdot [l_{(1-3)} - l_{(2-3)}].$$

Колпак надо установить на линии в таком месте, чтобы максимальное давление перед затвором при гидравлическом ударе не превышало заданной допустимой величины.

Эту задачу будем решать, предположив, что работает один концевой гидрант.

Известная простая формула Мишб, в которую входит длина трубы, действительна при условии прямолинейного закона изменения скорости в трубопроводе, что не соблюдается в данном случае. Используя все же эту формулу для грубого, предварительного определения допустимой длины концевой участка трубопровода, будем

считать, что количество движения водяной массы равномерно распределяется по всей длине трубопровода. Тогда начальная приведенная скорость в трубопроводе будет равна

$$v_0 = \frac{\sum |l \cdot v|_{(1-3)}}{l_{(1-3)}}.$$

Формула Мишо в этом случае принимает вид

$$H_{\text{макс}} - H_0 \approx \frac{2 \cdot l_{(2-3)} \cdot v_0}{g \cdot T}.$$

Подставляя значение H_0 и решая уравнение, находим

$$l_{(2-3)} \approx \frac{H_{\text{макс}} - h_{\text{своб}}}{\frac{2v_0}{gT} + i}, \quad (3)$$

$H_{\text{макс}}$ — максимальное допустимое давление в конце трубопровода, *м вод. ст.*;

v_0 — начальная приведенная скорость в трубопроводе при одном открытом гидранте;

$h_{\text{своб}}$ — свободный напор в конце трубопровода при одном работающем гидранте [этот свободный напор больше свободного напора, существующего при двух работающих гидрантах, вследствие различия в скоростях по трубопроводу согласно уравнению (1)];

$T = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4} \right) \cdot T_0$ — время закрытия затвора в последней трети его хода.

В данном случае время закрытия затвора берем сокращенным в три-четыре раза потому, что влияние затвора на гидравлический удар больше всего сказывается всегда в последней трети его хода и, кроме того, этим несколько компенсируется ошибка расчета от нелинейности изменения скорости.

Приводим характеристики закрывания вручную задвижек на гидрантах закрытой ирригационной сети по данным САНИИРИ:

Диаметр задвижки, мм	250	300	350	400
Число движений руками	60—100	30—120	100—150	120—180
Время закрытия T_0 , сек.	40—100	60—120	70—140	90—170.

После предварительного определения длины концевой участка трубопровода необходима проверка максимального ударного давления перед затвором с учетом действительного процесса его закрытия. Эта задача рассмотрена нами отдельно [4].

Формула (3) и последующий контрольный расчет служат также критерием необходимости установки воздушного колпака в каждом частном случае. Устанавливать колпак не требуется, если получено

$$l_{(2-3)} > l_{(1-3)}.$$

УСТАНОВИВШИЕСЯ РЕЖИМЫ В СИСТЕМЕ ДО И ПОСЛЕ ЗАКРЫТИЯ ГИДРАНТА

Начальный и конечный установившиеся режимы трубопровода по любой из трех схем определяют обычным способом на основании уравнения Д. Бернулли.

В соответствии с гидравлической схемой на рис. 2 баланс удельной энергии потока на участке 1—2 до закрытия гидранта будет

$$Z_1 + \frac{p_a}{\gamma} = Z_{2(0)} + \frac{p}{\gamma} + h_{w(1-2)},$$

откуда начальное абсолютное давление воздуха в колпаке равно

$$p \text{ (кг/м}^2\text{)} = \gamma \cdot [Z_1 - Z_{2(0)}] + p_a - \gamma \cdot h_{w(1-2)}. \quad (4)$$

Для составления баланса удельной энергии потока на участке за колпаком предположим, что весь свободный напор системы, предназначенный для оросительного устройства, гасится в затворе гидранта, т. е.

$$\frac{v_4^2}{2g} + h_{w(3-4)} = h_{\text{своб}}.$$

Тогда для участка 2—4 получим

$$Z_{2(0)} + \frac{p}{\gamma} = Z_4 + \frac{p_a}{\gamma} + h_{w(2-3)} + h_{\text{своб}}.$$

отсюда

$$h_{\text{своб}} = Z_{2(0)} - Z_4 + \frac{p - p_a}{\gamma} - h_{w(2-3)}.$$

После закрытия гидранта в первом расчетном случае движение воды прекращается и в воздушном колпаке устанавливается статическое давление

$$p_{\text{ст}} = \gamma \cdot [Z_1 - Z_{2(\text{ст})}] + p_a. \quad (5)$$

Во втором расчетном случае установившийся конечный расход в трубопроводе равен половине начального. В воздушном колпаке устанавливается конечное постоянное давление

$$p = \gamma \cdot \left[Z_1 - Z_{2(\kappa)} \right] + p_a - \frac{1}{4} \cdot \gamma \cdot h_{w(1-2)} \quad (6)$$

В третьем расчетном случае необходимо выяснить расход в трубопроводе, который установится после закрытия гидранта. Для этого допустим, что гидрант имеет два одинаковых отверстия и одно из них закрывается.

Потеря напора во всем трубопроводе до закрытия отверстия при расходе Q_0 по рис. 2 будет равна

$$h_{w(1-4)} = h_{w(1-3)} + h_{w(3-4)},$$

где

$$h_{w(1-4)} = Z_1 - Z_4 - \frac{v_4^2}{2g}$$

и, следовательно,

$$h_{w(1-3)} = Z_1 - Z_4 - h_{\text{своб}}.$$

Изменение суммы потерь напора во всем трубопроводе после закрытия отверстия при новом установившемся расходе Q составит

$$h_{w(1-3)} \cdot \left(\frac{Q}{Q_0} \right) = Z_1 - Z_4 - h_{своб} \cdot \left(\frac{2Q}{Q_0} \right)^2,$$

откуда

$$\left(\frac{Q}{Q_0} \right)^2 = \frac{Z_1 - Z_4}{h_{w(1-3)} + 4h_{своб}}. \quad (7)$$

В итоге установившееся конечное давление воздуха в колпаке после закрытия гидранта в третьем расчетном случае будет

$$p = \gamma \cdot [Z_1 - Z_{2(к)}] + p_a - \gamma \cdot h_{w(1-2)} \cdot \left(\frac{Q}{Q_0} \right)^2. \quad (8)$$

Встречающиеся в уравнениях (4) — (8) величины Z_2 с различными индексами в скобках зависят от объема и формы воздушного колпака. Ими сначала надо задаться, сообразуясь с профилем трассы трубопровода, а затем их проверить расчетом по принятым размерам колпака. В соответствии со схемой воздушного колпака, показанной на рис. 3, высота уровня воды в колпаке в любой момент равна

$$Z_2 = Z_4 + c + \Delta c, \quad (9)$$

где

$$\Delta c = \frac{W_k - W}{F},$$

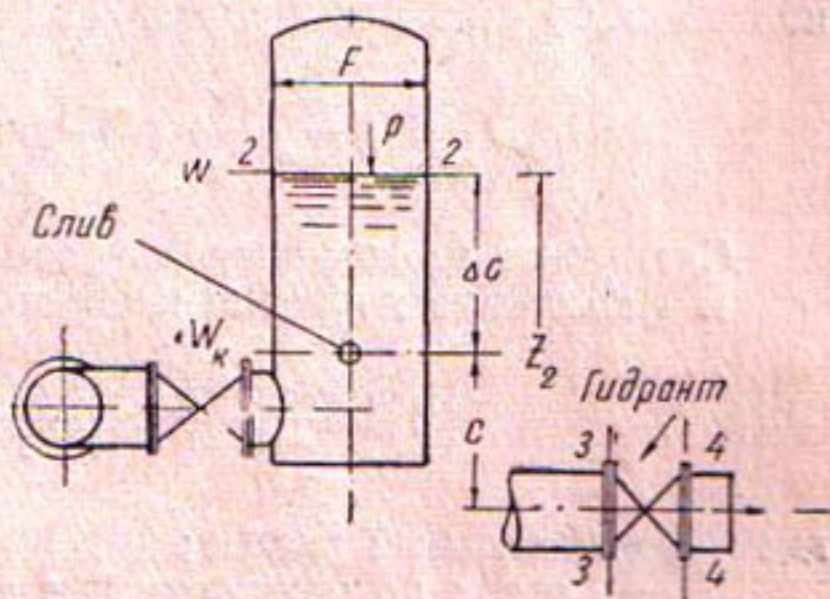


Рис. 3. Схема воздушного колпака.

но так как объем сжатого воздуха будет

$$W = W_k \cdot \frac{p_a}{p},$$

то

$$\Delta c = \frac{W_k}{F} \cdot \left(1 - \frac{p_a}{p} \right) \quad (10)$$

без учета нагрева воздуха при сжатии.

Эти два уравнения служат для проверки значений Z_2 в различных режимах.

Для расчетов в неустановившемся режиме приведение диаметров состоящего из нескольких участков трубопровода к средней эквивалентной площади поперечного сечения (f) производится по общеизвестным формулам в начальном установившемся режиме

$$v_0 = \frac{\sum (l_i \cdot v_i)}{l},$$

$$f = \frac{Q_0}{v_0}, \quad D = \sqrt{\frac{4 \cdot f}{\pi}},$$

где l — длина трубопровода от канала до воздушного колпака или от колпака до последнего гидранта.

РАСЧЕТ ОБЪЕМА ВОЗДУШНОГО КОЛПАКА

При наличии воздушного колпака гидравлический удар в трубопроводе на участке между каналом и колпаком вырождается в замедленные колебания давления. В этом случае переходные процессы в системе протекают без заметного влияния на них упругости воды и стенок трубопровода.

Объем воздушного колпака рассчитывается при допущении мгновенного закрытия затвора. Это возможно, во-первых, потому, что в большинстве случаев время закрытия затвора во второй половине его хода укладывается в продолжительность фазы колебания давления или лишь немного превосходит ее, во-вторых, потому, что такое допущение дает некоторое увеличение объема колпака, создавая запас, необходимый ввиду постепенного растворения сжатого воздуха в воде.

Уравнение живых сил для участка водовода 1—2 с воздушным колпаком по рис. 2 и 3 имеет вид

$$\Delta \frac{mv^2}{2} + \Delta W \cdot (r - r_{\text{тр}}) = W_1 \cdot L.$$

Слагаемые этого уравнения следующие.

1. Изменение живой силы массы воды в трубопроводе —

$$\Delta \frac{mv^2}{2} = \frac{\gamma}{2g} \cdot \frac{l}{f} \cdot (\dot{Q}_0^2 - Q_2^2), \quad (11)$$

где Q_0 — начальный расход;

Q_2 — расход по трубопроводу в конце процесса сжатия воздуха;

f — приведенная площадь поперечного сечения трубопровода на участке 1—2.

Если в действии был только один гидрант, то $Q_2 = 0$. Если работало два гидранта, то после закрытия одного из них этот расход можно определить, исходя из условия равенства притока и оттока из колпака в момент прекращения процесса сжатия воздуха.

Искомый расход будет меньше начального установившегося притока в колпак (Q_0) и больше мгновенного сокращенного оттока из колпака ($\dot{Q}_1$), существовавшего в первый момент после закрытия гидранта,

$$Q_0 > Q_2 > \dot{Q}_1$$

или

$$Q_2 = \dot{Q}_1 + (Q_0 - \dot{Q}_1) \cdot \frac{\alpha}{1 + \alpha}, \quad (12)$$

где $\dot{Q}_1 = 0,5 \cdot Q_0$ — для второго расчетного случая или определяется по уравнению (24) — для третьего.

Коэффициент притока (α) зависит от размеров участков трубопровода до колпака и за колпаком, их сопротивлений и геометрических высот напора. Приближенное значение этого коэффициента представим в виде

$$\alpha = \frac{Q_2 - \dot{Q}_1}{Q_0 - Q_2} = \frac{f'}{f} \cdot \sqrt{\frac{[Z_{2(0)} - Z_d] \cdot l \cdot K}{[Z_1 - Z_{2(0)}] \cdot l' \cdot K'}}$$

Здесь

$$K = \frac{h_{W(1-2)0}}{Q_0^2},$$

$$K' = \frac{Z_1 - Z_2 - h_{W(1-2)0}}{Q_1'^2}.$$

Из рассмотренных второго и третьего случаев закрытия гидрантов невыгодным является второй случай ($Q_1' = 0,5 Q_0$), так как он дает большую величину изменения живой силы потока.

2. Работа, совершенная водой, поступившей из канала в колпак в процессе сжатия воздуха, за вычетом работы сил гидравлических сопротивлений равна

$$\Delta W \cdot (r - r_{\text{тр}}).$$

Здесь объем воды, заполнившей колпак, составит

$$\Delta W = W_1 - W_2,$$

а совершенная одним кубическим метром воды работа будет

$$r \text{ (кг} \cdot \text{м/м}^3\text{)} = \gamma \cdot \left[Z_1 - \frac{Z_{2(1)} + Z_{2(2)}}{2} \right]. \quad (13)$$

Работу сил гидравлических сопротивлений, приходящуюся на 1 м³ воды, на основании рис. 4 запишем в виде

$$r_{\text{тр}} \text{ (кг} \cdot \text{м/м}^3\text{)} = \gamma \cdot h_{W(\text{ср})}, \quad (14)$$

где

$$h_{W(\text{ср})} = \frac{1}{2} [h_{W(0)} + h_{W(2)}]$$

или

$$h_{W(\text{ср})} = \frac{1}{3} h_{W(0)}.$$

3. Правая часть уравнения живых сил представляет собой работу сжатия воздуха в колпаке от объема W_1 до объема W_2 .

Работа политропического сжатия одного кубического метра воздуха, находящегося под давлением p_1 , определяется выражением

$$L \text{ (кг} \cdot \text{м/м}^3\text{)} = \frac{1}{m-1} \cdot p_1 \cdot \left[\left(\frac{p_2}{p_1} \right)^{\frac{m-1}{m}} - 1 \right], \quad (15)$$

где показатель степени политропы $1 < m < 1,41$.

Изменение объема воздуха в колпаке при политропическом сжатии равно

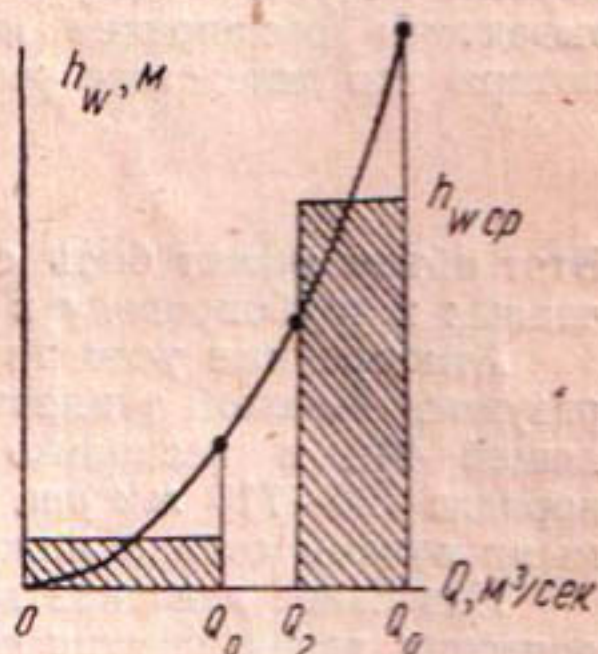


Рис. 4. Средние высоты гидравлических сопротивлений при равномерно убывающем расходе.

$$W_1 - W_2 = W_1 \cdot \left[1 - \left(\frac{p_1}{p_2} \right)^{\frac{1}{m}} \right] = W_1 \cdot s. \quad (16)$$

При $m = 1,3$ получены следующие значения последнего множителя:

$\frac{p_1}{p_2} = 1/4$	1/5	1/6	1/7	1/8
$s = 0,656$	0,710	0,748	0,775	0,798

О выборе величины показателя степени (m) и учете летних атмосферных условий местности говорится ниже.

В итоге на основании закона живых сил с учетом уравнений (11) — (16) объем воздуха в колпаке при начальном давлении $p_1 = p$ по уравнению (4) будет

$$W_1 = \frac{\Delta \frac{mv^2}{2}}{L - s \cdot (r - r_{tp})}. \quad (17)$$

Объем воздуха в колпаке при атмосферном давлении и постоянной температуре равен

$$W_a = W_1 \cdot \frac{p_1}{p_2}. \quad (18)$$

Рабочий объем колпака, т. е. объем его до уровня сливного отверстия на рис. 3 должен быть выбран с запасом не менее 10%, учитывающим расширение нагретого солнцем воздуха и неизбежную потерю его вследствие растворения в воде

$$W_k \geq 1,1 \cdot W_a.$$

Этот объем может быть составлен из отдельных колпаков, подключенных к трубопроводу в намеченном районе.

Атмосферные условия Голодной степи в летний период характеризуются высокой температурой воздуха, в отдельные дни превосходящей 40° , и несколько пониженным барометрическим давлением порядка 720—710 мм рт. ст. Поверхность воздушного колпака прямыми лучами солнца может нагреваться до $60-70^\circ$.

Начальное давление воздуха в колпаке зависит только от гидравлических характеристик системы, а не от температуры воздуха.

Изменение барометрического давления в пределах 20—30 мм рт. ст. (давление 10 м вод. ст. = 740 мм рт. ст.) мало влияет на режим в колпаке, поэтому мы его не учитываем.

Работа, которую должен аккумулировать колпак в пределах допустимого повышения давления, также полностью определяется гидравлическими расчетами, не связанными с температурой воздуха.

Работа политропического сжатия 1 м³ воздуха, находящегося под начальным давлением p_1 и имеющего повышенную температуру T_1 , может быть представлена в следующем виде:

$$L (\text{кг} \cdot \text{м} / \text{м}^3) = \frac{\gamma_1 \cdot R \cdot T_1}{m - 1} \cdot \left[\left(\frac{p_2}{p_1} \right)^{\frac{m-1}{m}} - 1 \right].$$

В последней формуле величина удельного веса воздуха зависит от начального давления и температуры. Согласно уравнению Клапейрона, эта зависимость выражается так:

$$\frac{p_1}{\gamma_1} = R \cdot T_1;$$

здесь $R = 29,27$ — газовая постоянная воздуха.

Т. е. при любой начальной температуре воздуха работа сжатия 1 м^3 воздуха от давления p_1 до давления p_2 остается без изменения.

Таким образом, местные атмосферные условия не снижают работоспособности воздушного колпака данных размеров, если не считать трудно поддающегося учету изменения показателя степени политропы, зависящего от теплоотдачи.

Повышение начальной температуры воздуха отражается на его температуре в конце процесса сжатия согласно уравнению

$$\frac{T_2}{T_1} = 1 + \frac{L \cdot (m - 1)}{\gamma_1 \cdot R \cdot T_1}. \quad (19)$$

Из уравнения (19) видно, что, поскольку произведение удельного веса воздуха на его температуру в данном случае — величина постоянная, то и степень нагревания не меняется, а это означает, что температура сжатого воздуха и нагревание его в процессе сжатия возрастают с увеличением начальной температуры. Так, например, степень нагревания воздуха для колпака работоспособностью $50\,000 \text{ кгм}$ при начальном объеме воздуха $2,5 \text{ м}^3$, давлении $12\,900 \text{ кг/м}^2$ и адиабатическом сжатии равна

$$\frac{T_2}{T_1} = 1 + \frac{20\,000 \cdot (1,41 - 1)}{12\,900} = 1,62.$$

При начальной температуре воздуха в колпаке $273^\circ + 40^\circ$ нагревание его в процессе сжатия будет составлять

$$T_2 - T_1 = 194^\circ$$

и количество выделенного при этом тепла будет

$$q = W_1 \cdot L \cdot A = \frac{50\,000}{427} = 117 \text{ кал.}$$

При этом изменение удельного объема воздуха составит

$$\frac{v_1}{v_2} = \left(\frac{T_2}{T_1} \right)^{\frac{1}{m-1}} = 1,62^{\frac{1}{0,41}} = 3,35 \quad (20)$$

и объем воды, поступившей в колпак в процессе сжатия, окажется равным

$$W_1 - W_2 = W_1 \cdot \left(1 - \frac{v_2}{v_1} \right) = 2,5 \cdot \left(1 - \frac{1}{3,35} \right) = 1,75 \text{ м}^3.$$

Если поступившая в колпак вода полностью воспримет все ко-

личество выделившегося тепла, нагревание воды должно составить только

$$\Delta T = \frac{q}{c_v \cdot \Delta W} = \frac{117}{1.1750} = 0,067^\circ$$

и осуществиться в течение ~ 20 сек.

Таким образом, в воздушном колпаке рассматриваемого типа для отвода тепла существуют более благоприятные условия, чем в компрессорных установках. Это дает основание принять показатель степени политропы не выше рекомендуемого для расчета компрессоров $m = 1,3$.

Изменение статического уровня воды в колпаке, связанное с колебаниями температуры воздуха при постепенном давлении, составляет

$$-\Delta Z = \frac{W_k}{F} \cdot \frac{p_a}{p_{ст}} \cdot \left(\frac{T'}{T} - 1 \right),$$

где T — абсолютная начальная температура воздуха во время зарядки колпака;

T' — абсолютная температура воздуха в колпаке в данный момент.

При разности температур в 20° эта величина достигает 6% высоты воздушного пространства колпака.

Растворение сжатого воздуха в воде, протекающей через колпак —

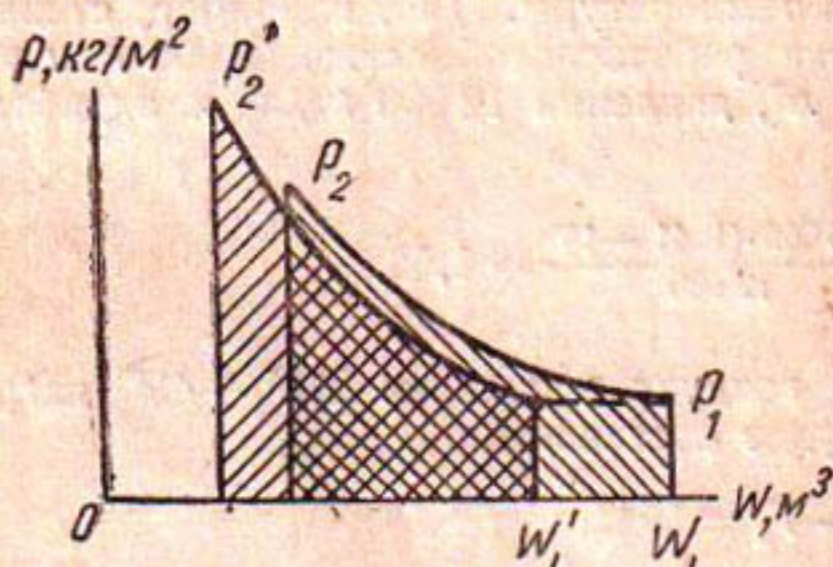


Рис. 5. Влияние растворения воздуха на повышение давления в колпаке.

неизбежное и наиболее неприятное явление в эксплуатации воздушного колпака. По мере уменьшения воздушного заряда колпака возрастает величина максимального давления воздуха при данной величине работы сжатия (рис. 5), поэтому колпак должен иметь запас рабочего объема.

В отношении потери воздуха установка колпака по проточной схеме менее благоприятна, чем на отводе.

Существуют следующие способы восстановления объема воздуха в колпаке:

- 1) подкачка воздуха компрессором;
- 2) добавление воздуха с помощью перепускного баллона на основании закона сообщающихся сосудов;
- 3) отключение и опорожнение колпака.

Для замедления процесса растворения воздуха применяется изоляция его от воды различными способами: а) заливкой машинного масла в колпак; б) устройством поплавка или поршня; в) заключением воздуха в эластичный водонепроницаемый баллон или применение эластичной диафрагмы между водой и воздухом.

В данном случае, по-видимому, придется ограничиться только периодическим добавлением воздуха в колпаки. Самый простой из способов зарядки колпака — отключение его и опорожнение.

Для наблюдения за уровнем воды в колпаке можно применить водомерное стекло, но оно требует тщательного выполнения монтаж-

ных работ во избежание утечки воздуха. Наиболее простые способы контроля заполнения колпака — на ощупь по нагреву стенок и постукиванием. Они могут оказаться полезными в полевой обстановке.

Водомерные стекла и манометры должны быть установлены на первых пущенных в эксплуатацию колпаках для выяснения действительного режима их работы. После этого в инструкцию по эксплуатации трубопроводов могут быть введены сроки перезарядки воздушных колпаков.

КОНТРОЛЬНЫЙ РАСЧЕТ РАБОТЫ ВОЗДУШНОГО КОЛПАКА ВЫБРАННОГО РАЗМЕРА

Для исследования переходного процесса, происходящего в трубопроводе с воздушным колпаком после закрытия гидранта, составим уравнение Д'Аламбера для отрезка трубы Δl в проекциях сил на ось трубы S

$$G_s + P_s + T_s + I_s = 0. \quad (21)$$

Согласно рис. 6, проекция силы веса воды равняется

$$G_s = G \cdot \sin \alpha = \gamma \cdot f \cdot \Delta l \cdot \frac{\Delta Z}{\Delta l} = \gamma \cdot f \cdot \Delta Z,$$

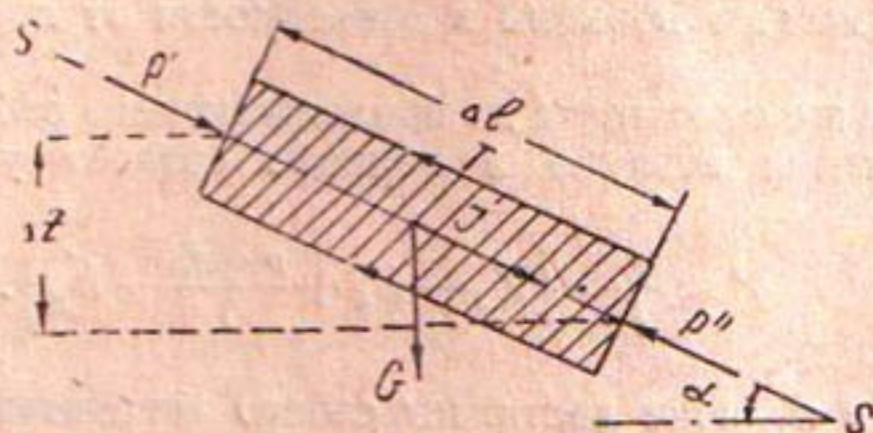


Рис. 6. Схема сил, действующих на элементарный объем воды в трубе при неустановившемся режиме.

сумма проекций сил гидравлического давления на торцевые площадки выделенного элемента жидкости —

$$P_s = P' - P'' = f \cdot (p' - p''),$$

проекция силы трения воды о стенки трубы —

$$T_s = -\tau \cdot u \cdot \Delta l,$$

где τ — напряжение трения, кг/м^2 ;

u — смоченный периметр трубы, м.

Имея в виду, что потеря напора равна

$$h_{\text{тр}} = \frac{\tau \cdot u \cdot \Delta l}{\gamma \cdot f},$$

находим

$$T_s = -\gamma f \cdot h_{\text{тр}}.$$

Проекция силы инерции будет

$$I_s = m \cdot j = \frac{\gamma}{g} \cdot f \cdot \Delta l \cdot j.$$

(При закрытии гидранта сила инерции направлена в сторону движения воды).

Таким образом, уравнение Д'Аламбера для элемента жидкости в трубе имеет вид

$$\gamma \cdot f \cdot \Delta Z + f \cdot (p' - p'') - \gamma \cdot f \cdot h_{\text{тр}} + \frac{\gamma}{g} \cdot f \cdot \Delta l \cdot j = 0$$

или после сокращения

$$\Delta Z + \frac{p' - p''}{\gamma} - h_{\text{тр}} + \Delta l \cdot \frac{j}{g} = 0.$$

Для всей трубы между каналом и воздушным колпаком уравнение Д'Аламбера будет

$$-j = \frac{g}{l} \cdot \left(Z_1 - Z_2 - \frac{p - p_a}{\gamma} - h_{\text{в}} \right). \quad (22)$$

Это уравнение позволяет определить замедление потока на участке 1—2 в любой момент времени в зависимости от повышения давления в колпаке.

На участке же от колпака до продолжающего работать гидранта повышение давления воздуха в колпаке создает ускорение потока, равное

$$j' = \frac{g}{l'} \cdot \left(Z_2 - Z_4 + \frac{p - p_a}{\gamma} - h_{\text{в}} \right). \quad (23)$$

Давление в колпаке достигнет своего максимального значения в тот момент, когда приток воды в колпак сравняется с ее оттоком из него и уровень в колпаке перестанет повышаться.

Для решения задачи методом конечных разностей допустим, что скорость воды в течение каждого малого интервала времени остается постоянной и сразу изменяется в конце интервала. На рис. 7 дан примерный график изменения режима.

Произведенные расчеты показывают, что в данном случае интервал времени может быть принят равным 1—2 сек.

Составляя систему последовательно решаемых уравнений, будем рассматривать только период нарастания давления в колпаке до максимума, второй гидрант будем считать открытым, а первый — закрывшимся мгновенно.

После закрытия гидранта отток воды из колпака изменяется немедленно, а приток в течение первого интервала времени остается без изменения. Измененный отток из колпака в первом интервале (Q'_1) в соответствии с изменившимся сопротивлением трубопровода может быть определен на основании уравнения Д. Бернулли с учетом того, что в начале первого интервала давление в колпаке остается равным начальному давлению по уравнению (4)

$$Z_{2(0)} - Z_4 + \frac{p - p_a}{\gamma} = h_{w(2-3)} \cdot \left(\frac{Q'_1}{Q_0} \right)^2 + h_{\text{своб}} \cdot \left(\frac{2Q'_1}{Q_0} \right)^2.$$

откуда после подстановки значения p находим

$$Q'_1 = Q_0 \cdot \sqrt{\frac{Z_1 - Z_4 - h_{w(1-2)}}{h_{w(2-3)} + 4h_{своб}}} \quad (24)$$

Если с закрытием первого гидранта регулируют открытие второго, то

$$Q'_1 = 0,5 \cdot Q_0.$$

Объем воздуха в колпаке в начале первого интервала равен

$$W_0 = W_k \cdot \frac{p_a}{p_0}, \quad (24a)$$

где $p_0 = p$ по уравнению (4).

Все дальнейшие расчеты могут быть сведены в таблицу и выполняются в следующем порядке.

Уменьшение воздушного объема колпака вследствие превышения притока воды над оттоком в течение любого интервала времени равно

$$\Delta W_n = (Q_{n-1} - Q'_n) \cdot \Delta t_n, \quad (25)$$

где $n = 1, 2, 3, \dots$ порядковый номер интервала;
объем воздуха в колпаке в конце данного интервала времени —

$$W_n = W_{n-1} - \Delta W_n; \quad (26)$$

абсолютное давление воздуха при политропическом сжатии —

$$p_n = p_0 \cdot \left(\frac{W_0}{W_n} \right)^m; \quad (27)$$

замедление притока в колпак, вызванное повышением давления в нем, —

$$-j_n = \frac{g}{l} \cdot \left[Z_1 - Z_{2(n)} - \frac{p_n - p_a}{\gamma} - (h_w)_{n-1} \right]; \quad (28)$$

величина притока в колпак в конце данного интервала времени —

$$Q_n = Q_{n-1} - f \cdot j_n \cdot \Delta t_n; \quad (29)$$

сумма потерь напора в подводящей линии —

$$(h_w)_n = h_{w(1-2)} \cdot \left(\frac{Q_n}{Q_0} \right)^2; \quad (30)$$

сумма потерь напора в отводящей линии —

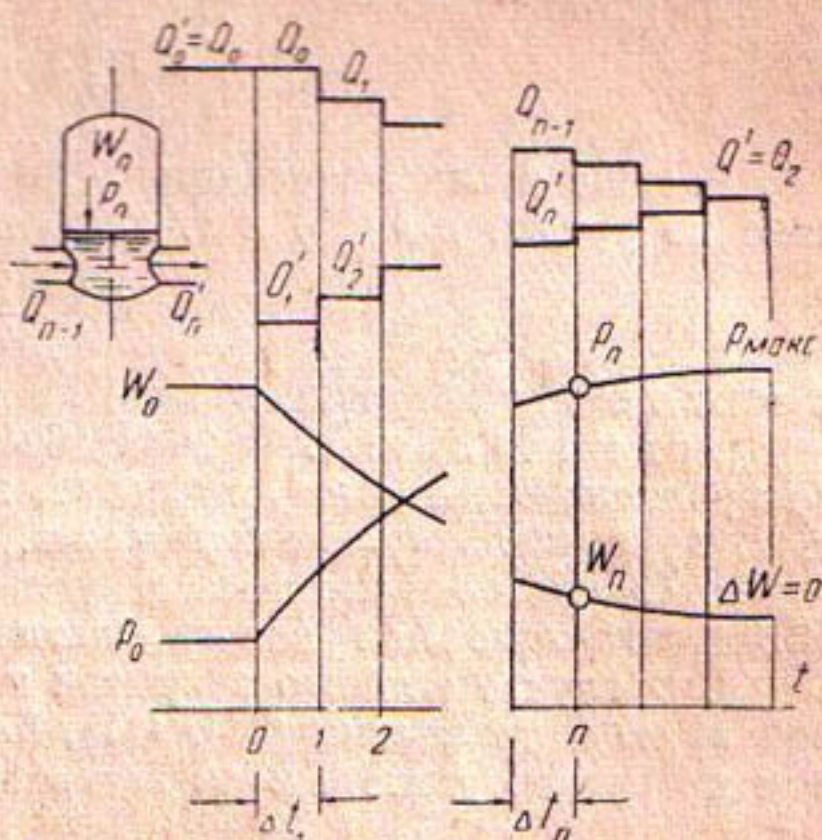


Рис. 7. Расчетная схема неустойчивого режима в колпаке.

$$(h'_w)_n = [Z_1 - Z_4 - h_{w(1-2)}] \cdot \left(\frac{Q'_n}{Q_1} \right)^2; \quad (31)$$

ускорение оттока из колпака —

$$j'_n = \frac{g}{l} \cdot \left[Z_{2(n)} - Z_3 + \frac{p_n - p_a}{\gamma} - (h'_w)_n \right]; \quad (32)$$

величина оттока в течение последующего интервала времени —

$$Q'_{n+1} = Q'_n + f' \cdot j'_n \cdot \Delta t_n. \quad (33)$$

Дальше снова вычисляется уменьшение воздушного объема колпака по уравнению (25) и т. д. до получения

$$\Delta W = 0.$$

В этот момент давление в колпаке будет наибольшее.

Примечания. 1. В последнем интервале расчета надо задаться не продолжительностью интервала, а равенством притока и оттока, т. е. приравнять нулю их разность.

2. Сумма всех интервалов времени дает приближенное значение продолжительности процесса сжатия воздуха.

3. В случае полного закрытия трубопровода отток из колпака равен нулю и уравнения (24), (31), (32) и (33) исключаются. В последнем интервале расчета надо задаваться притоком, равным нулю.

КОНСТРУКТИВНАЯ СХЕМА КОЛПАКА И ОСНОВНЫЕ ПРАВИЛА ЭКСПЛУАТАЦИИ

Воздушный колпак представляет собой аккумулятор определенного заряда энергии, поэтому в его конструкции и правилах эксплуатации должны быть соблюдены соответствующие требования техники безопасности. Стенки и днище колпака рассчитываются по "котельным" формулам. Смонтированный колпак должен быть доступен осмотру и ревизии стенок как внутри, так и снаружи со всех сторон. Патрубок, соединяющий колпак с трубопроводом, можно использовать в качестве люка для ревизии колпака внутри. При этом диаметр патрубка должен быть не меньше 400 мм.

Колпак может быть расположен вертикально и горизонтально, но первое удобнее в конструктивном отношении. На рис. 8 показана конструктивная схема вертикального колпака, принятого в типовом проекте Средазгипроводхлопка. Арматура колпака состоит из главной задвижки, отключающей колпак от трубопровода, вентиля диаметром не меньше 50 мм для спуска воды и трех резьбовых пробок для подключения водомерного стекла и манометра. Пробки располагаются на одной вертикали и на одинаковых расстояниях от средней пробки для того, чтобы водомерное стекло можно было присоединить к верхней или нижней паре ниппелей — в зависимости от величины статического давления.

Нормальный статический уровень воды в стекле отмечают на стенке колпака при пуске его в эксплуатацию. Предельное повышение статического уровня определяют расчетом и также отмечают на

стенке колпака. Заряжать колпак воздухом нужно всякий раз, когда статический уровень воды подойдет к своему верхнему пределу. Для расчета необходимо знать действительный рабочий объем колпака (W_k) и площадь его горизонтального сечения.

Приводим отношение объемов воздуха при различных степенях

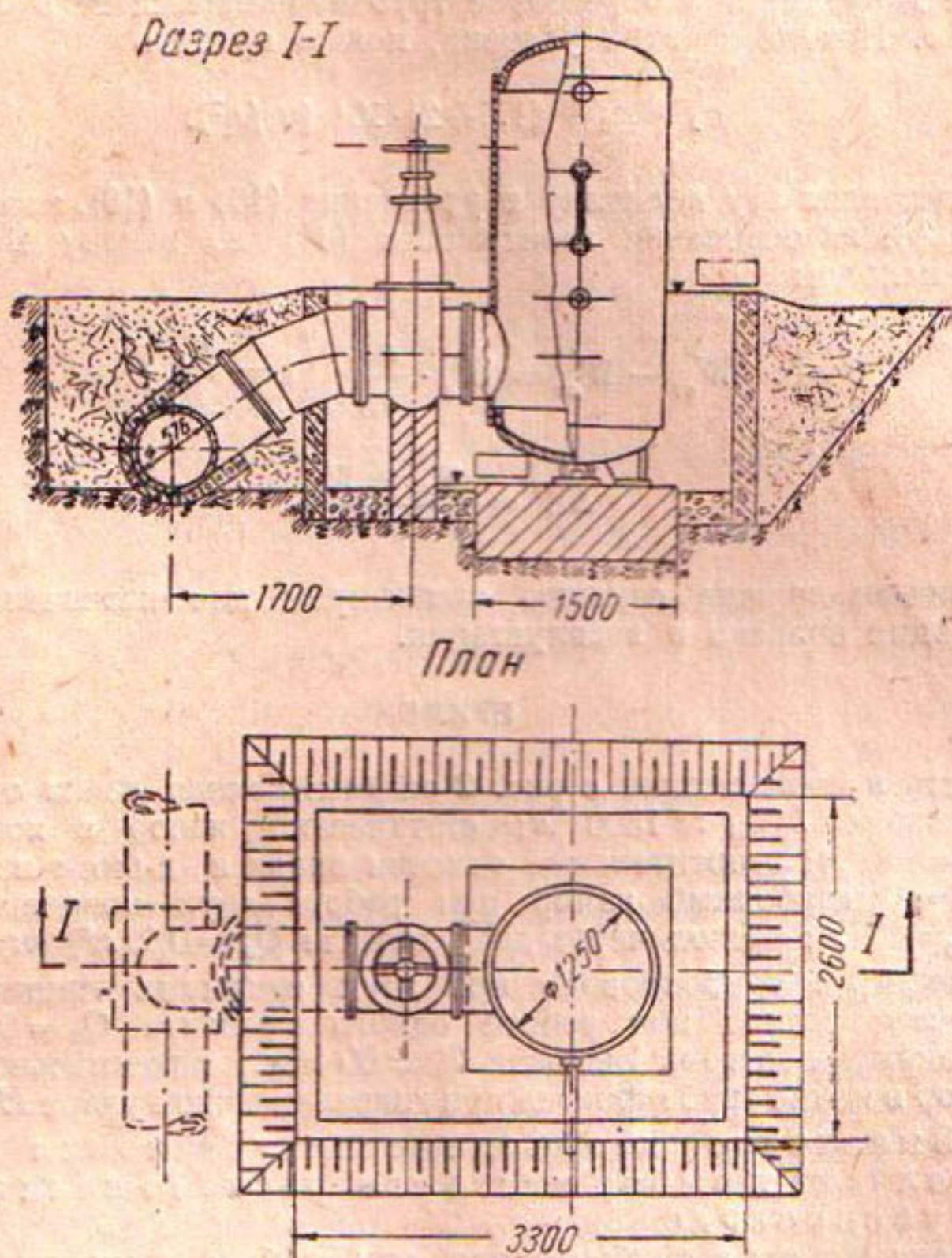


Рис. 8. Конструктивная схема воздушного колпака.

сжатия, соответствующее нормальному рабочему объему колпака и объему, уменьшенному вследствие потери воздуха

$$\frac{W'_k}{W_k} = \frac{W'_{ст}}{W_{ст}} = \frac{W'_1}{W_1}. \quad (34)$$

На основании уравнения (17) и относящихся к нему других уравнений будем иметь

$$\frac{W'_1}{W_1} = \frac{L - s \cdot (r - r_{тр})}{L' - s' \cdot (r - r_{тр})}, \quad (35)$$

где L' и s' — величины по уравнениям (15) и (16), относящиеся к

предельному значению абсолютного давления в колпаке (p_2').

Для асбоцементных трубопроводов, состоящих из труб марки ВНД-5, рабочее избыточное давление составляет 5 атм и испытательное давление при опрессовке труб принимается на 5 атм выше рабочего. Исходя из этих условий, можно принять

$$p_2' = p_2 + (1,5 \div 2) \cdot 10^4 \text{ (кг/м}^2\text{)}.$$

Подставляя эту величину в уравнения (15) и (16), а затем в уравнение (35), на основании зависимости (34) по закону Бойля — Мариотта находим

$$W_{\text{ст}} - W'_{\text{ст}} = W_{\text{к}} \cdot \frac{p_a}{p_{\text{ст}}} \cdot \left(1 - \frac{W_1'}{W_1}\right) \quad (36)$$

и

$$\Delta Z' = \frac{W_{\text{ст}} - W'_{\text{ст}}}{F}. \quad (37)$$

Эта величина должна служить ориентиром для назначения сроков перезарядки колпака в эксплуатации.

ПРИМЕР

Пусть в соответствии с рис. 2 заданы: полная длина одной нитки трубопровода $l_{(1-3)} = 1500 \text{ м}$; статический напор в конце трубы $Z_1 - Z_4 = 30 \text{ м}$; относительные отметки входа и выхода из гидранта $Z_4 = Z_3 = 0$; свободный напор при работе двух концевых гидрантов $h_{\text{своб}} = 2 \text{ м}$; расход через два гидранта $Q_0 = 0,2 \text{ м}^3/\text{сек}$; приведенная скорость в трубопроводе при двух открытых гидрантах $v_0 = 2,0 \text{ м/сек}$; расход при работе одного гидранта $Q_0 = 0,1 \text{ м}^3/\text{сек}$; время закрытия затвора гидранта $T_0 = 60 \text{ сек.}$; максимально допустимый напор в конце трубопровода при гидравлическом ударе $H_{\text{макс}} = 50 \text{ м}$.

1. Выяснение необходимости установки воздушного колпака и выбор места его расположения на линии трубопровода.

Потеря напора в трубопроводе при работе двух гидрантов по уравнению (1) — $h_{w(1-3)} = 28 \text{ м}$.

Потеря напора в трубопроводе при работе одного гидранта — $h_{w(1-3)} = 7 \text{ м}$.

Свободный напор при работе одного гидранта по уравнению (1) — $h_{\text{своб}} = 30 - 7 = 23 \text{ м}$.

Средний гидравлический уклон в трубопроводе по уравнению (2) — $i = 0,0014$.

Расчетное время закрытия затвора — $T = \frac{60}{4} = 15 \text{ сек}$.

Скорость в трубопроводе при одном работающем гидранте — $v_0 = 1,0 \text{ м/сек}$.

Допустимая длина трубопровода без воздушного колпака по уравнению (3) — $l_{(2-3)} = 1800 \text{ м}$.

Выбираем место для установки воздушного колпака на расстоянии от конца трубопровода $l_{(2-3)} = 1500 \text{ м}$.

Относительная отметка поверхности земли на месте установки воздушного колпака (рис. 3 и 8) по профилю трассы трубопровода — $c = 6$ м.

2. Определение объема воздушного колпака в случае работы одного гидранта (первый расчетный случай).

Длина участка трубопровода от оголовка до воздушного колпака — $l_{(1-2)} = 3500$ м.

Потеря напора на этом участке при одном работающем гидранте — $h_{w(1-2)} = 7 \cdot \frac{3500}{5000} = 4,9$ м.

Приведенная площадь живого сечения трубопровода — $f = 0,1$ м².

Средняя высота уровня воды в колпаке по уравнению (9) — $Z_2 \approx 6 + 1 = 7$ м.

Начальное абсолютное давление воздуха в колпаке по уравнению (4) — $p_1 = 1000(30 - 7) + 10000 - 1000 \cdot 4,9 = 28100$ кг/м².

Конечное абсолютное давление воздуха по уравнению (5) — $p_{ст} = 1000(30 - 7) + 10000 = 33000$ кг/м².

Максимальное абсолютное давление воздуха в колпаке (задается) — $p_2 = 60000$ кг/м².

Расход по трубопроводу в момент достижения максимального давления в колпаке $Q_2 = 0$.

Изменение живой силы массы воды на участке 1—2 трубопровода после закрытия гидранта по уравнению (11) — $\Delta \frac{mv^2}{2} = 17850$ кгм.

Работа, совершаемая одним кубическим метром воды при заполнении воздушного колпака, по уравнению (13) — $r = 23000$ кгм/м³.

Удельная работа гидравлических сопротивлений в трубопроводе, по уравнению (14) — $r_{тр} = 1635$ кгм/м³.

Работа политропического сжатия одного кубического метра воздуха, находящегося под начальным давлением $p_1 = 28100$ кг/м², по уравнению (15) — $L = 18700$ кгм/м³.

Величина коэффициента сжатия воздуха по уравнению (16) — $s = 0,44$.

Объем воздуха в колпаке под начальным давлением p_1 по уравнению (17) — $W_1 = 1,92$ м³.

Объем воздуха в колпаке при атмосферном давлении, по уравнению (18) — $W_a = 5,4$ м³.

3. Определение объема воздушного колпака при работе двух гидрантов по второму расчетному случаю.

Ниже приводятся только те величины, которые изменяются по сравнению с предыдущим расчетом.

Потеря напора на участке 1—2 трубопровода при двух работающих гидрантах — $h_{w(1-2)} = 19,6$ м.

Начальное абсолютное давление воздуха в колпаке — $p_1 = 1000 \times (30 - 7) + 10000 - 1000 \cdot 19,6 = 13400$ кг/м².

Конечное абсолютное давление воздуха в колпаке, по уравнению (6), — $p = 1000 \cdot (30 - 7) + 10000 - 250 \cdot 19,6 = 28100$ кг/м².

Отток из колпака в первый момент после закрытия одного из гидрантов, по второму расчетному случаю — $Q'_1 = 0,1$ м³/сек.

Коэффициенты сопротивления верхнего и нижнего участков трубопровода для уравнения (12) —

$$K = \frac{19,6}{0,2^2} = 490, \quad K' = \frac{30-19,6}{0,1^2} = 1040.$$

Коэффициент притока — $\alpha = 0,58$.

Расход по трубопроводу в момент достижения максимального давления в колпаке, по уравнению (12) — $Q_2 = 0,137 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Изменение живой силы массы воды на участке 1—2 трубопровода — $\Delta \frac{mv^2}{2} = 37800 \text{ кгм}$.

Удельная работа гидравлических сопротивлений, по уравнению (14) — $r_{\text{тр}} = 14400 \text{ кгм/м}^3$.

Работа политропического сжатия одного кубического метра воздуха, находящегося под начальным давлением $p_1 = 13400 \text{ кг/м}^2$, — $L = 18500 \text{ кгм/м}^3$.

Величина коэффициента сжатия воздуха по уравнению (16) — $s = 0,675$.

Объем воздуха в колпаке под начальным давлением — $W_1 = 2,81 \text{ м}^3$.

Объем воздуха в колпаке при атмосферном давлении — $W_a = 3,78 \text{ м}^3$.

Таким образом, невыгодным оказался первый рассмотренный вариант работы трубопровода. Рабочий объем колпака следует принять не меньше $W_k = 1,1 \cdot 5,4 \approx 6 \text{ м}^3$.

4. Контрольный расчет работы воздушного колпака выбранного размера.

В данном случае исходными величинами для контрольного расчета являются:

$$\begin{aligned} Q_0 &= 0,1 \text{ м}^3/\text{сек} & l &= 3500 \text{ м} \\ Q_n = Q_1 &= 0 & f &= 0,1 \text{ м}^2 \\ W_k &= 6 \text{ м}^3 & Z_1 &= 30 \text{ м} \\ p_0 &= 28100 \text{ кг/м}^2 & Z_2 &= 7 \text{ м} \\ (h_w)_0 &= 4,6 \text{ м} & m &= 1,3. \end{aligned}$$

Уравнения (24), (31), (32) и (33) исключаются, ввиду полного закрытия трубопровода. Расчет производим по уравнениям (25)—(30) в табличной форме, задаваясь значениями интервалов времени в 2 сек.:

Контрольный расчет работы воздушного колпака

n	Δt , сек.	ΔW , м^3	W , м^3	p , кг/м^2	$-j$, м/сек^2	Q , $\text{м}^3/\text{сек}$	h_w , м
0	0	0	2,14	28100	0	0,1	4,9
1	2	0,2	1,940	32000	0,01095	0,097810	4,7
2	2	0,19562	1,744	36600	0,02385	0,093040	4,25
3	2	0,18608	1,558	42500	0,03860	0,085320	3,58
4	2	0,17064	1,387	49500	0,05640	0,074040	2,69
5	2	0,14808	1,239	57200	0,07550	0,058940	1,69
6	2	0,11788	1,121	65000	0,09450	0,040040	0,785
7	2	0,08008	1,04092	71300	0,1096	0,018120	0,162
8	1	0,01812	1,02280	73500	0,1140	-0,00458	—

Объем воздуха в колпаке в установившемся режиме, по уравнению (24а), под начальным давлением (p_0) $W_0 = 2,14 \text{ м}^3$.

Учитывая, что расчет сделан в предположении мгновенного закрытия затвора, рабочий объем воздушного колпака примем без пересчета немного больше вычисленного.

Средазгипроводхлопком запроектированы типовые колпаки с рабочими объемами в 2,25 и 3,37 м³ для трубопроводов диаметром от 200 до 400 мм и емкостью в 2,0 и 3,5 м³ для трубопроводов диаметром от 400 до 800 мм.

Принимаем окончательно три типовых колпака емкостью по 2,25 м³.

ЛИТЕРАТУРА

1. Аронов С. Н. Проектирование водоводов, ГИЗ по строительству и архитектуре, М., 1953.
2. Цикерман Л. Я. Защита напорных трубопроводов, М., МКХ РСФСР, 1954.
3. Картвелишвили Н. А. Гидравлический расчет пневматических уравнильных резервуаров, В сб. „Известия ВНИИГ“, № 50, Л., ВНИИГ, 1953.
4. Баранов В. А. Об уточненном расчете гидравлического удара в напорных трубопроводах, Труды САНИИРИ, вып. 102, Ташкент, 1959.
5. Базилевич А. И., Подласов А. В. Проектирование и расчет напорных трубопроводов мелиоративных насосных станций, Львов, Львовский политехнический институт, 1958.

В. А. БАРАНОВ, С. К. ПЕРЕВЕРЗЕВ

О НОРМИРОВАНИИ РАБОТЫ ОРОСИТЕЛЬНЫХ НАСОСНЫХ УСТАНОВОК МАЛОЙ МОЩНОСТИ

В отличие от крупных оросительных насосных станций, работа которых нормируется индивидуально, для однотипных установок малой мощности, применяемых сотнями в орошаемом сельском хозяйстве, необходимо установление осредненных норм. До настоящего времени в технической литературе этому вопросу уделялось мало внимания.

Начиная с 1948 г. в Узбекской ССР получили широкое распространение горизонтальные пропеллерные насосные агрегаты марок ПГ-35, ПГ-35М, ПГ-35МА, ПГ-35 × 2 и 10-Пр конструкции авторов данной статьи, предназначенные для оросительных и водоотливных установок с высотами подъема воды в пределах от 1 до 15 м.

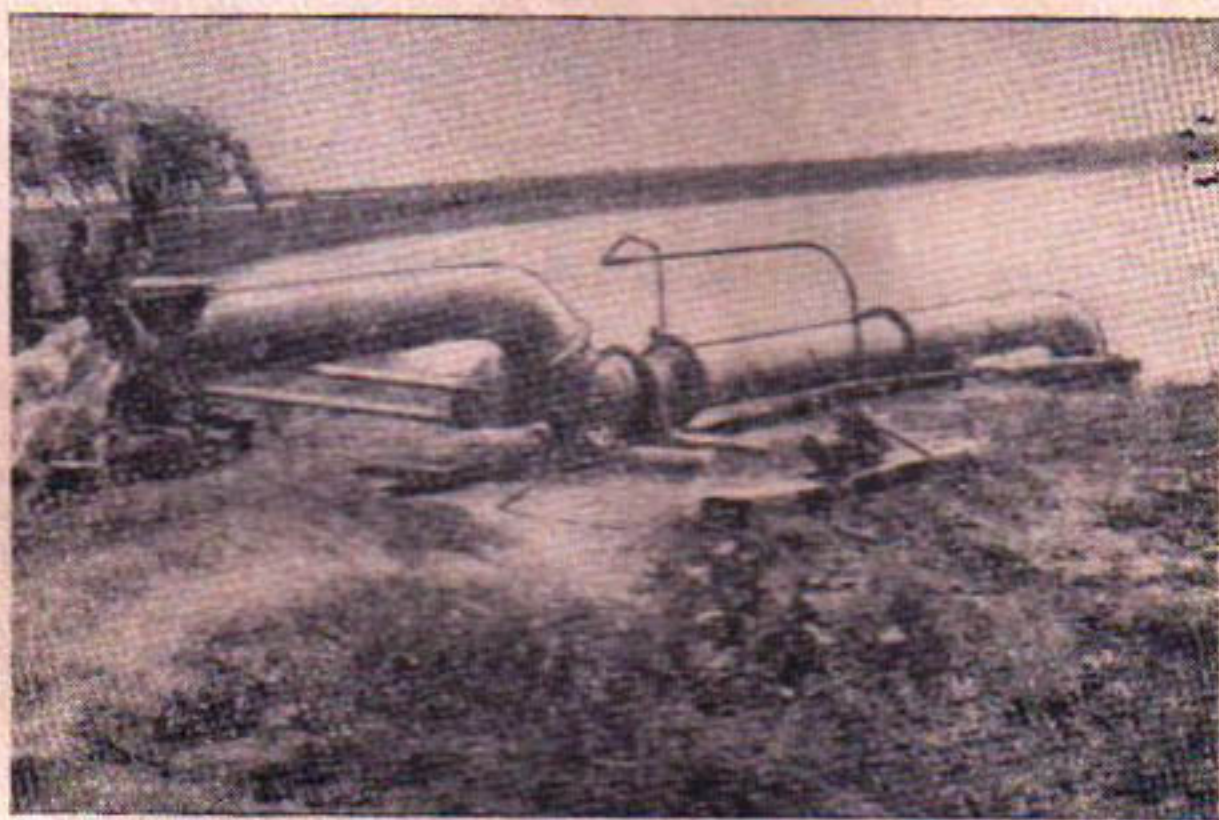


Рис. 1. Насосная установка ПГ-35 на канале Палван.

На рис. 1 представлен общий вид открытой оросительной насосной установки ПГ-35 временного типа, легко перемещаемой с места на место.

Заводами УзССР все насосные агрегаты указанных марок выпускались с полным комплектом трубопроводов и пусковых устройств.

С 1958 г. большинство агрегатов укомплектовывается также двигателями внутреннего сгорания (дизелями марок Д-38, Д-48Л, Д-54, Д-75) и в небольшом количестве электромоторами.

Трубопроводы насосных агрегатов имеют малую длину, относительно большой диаметр и обладают очень небольшим общим коэффициентом сопротивления. Все они монтируются по типовым схемам. На рис. 2 показаны возможные варианты монтажа трубопровода насосной установки ПГ-35М. Перестановка отдельных звеньев трубопровода из всасывающей линии в напорную, а также включение допол-

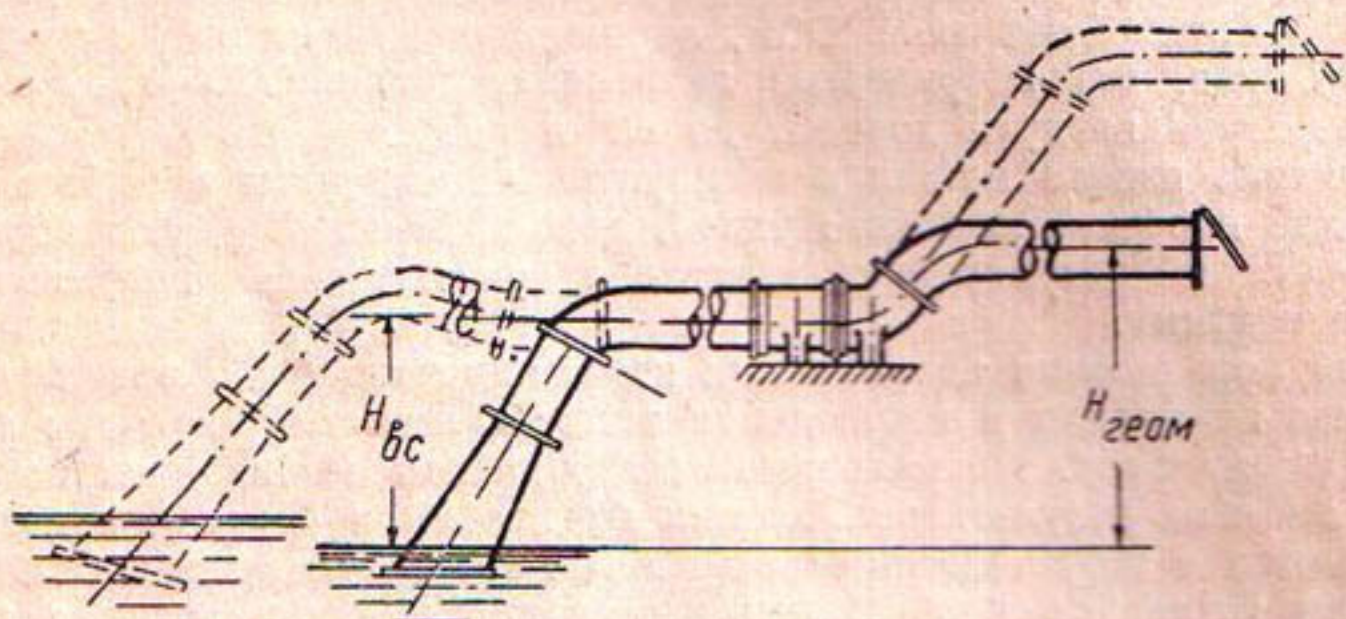


Рис. 2. Типовые схемы насосной установки ПГ-35 М.

нительных коротких прямых участков практически не отражается на общем сопротивлении трубопровода движению воды.

В большинстве случаев насосы приводятся в действие тракторами разных типов или тракторными двигателями, установленными на общей раме с насосом, а также нефтяными двигателями низкого сжатия. Стационарные дизели и электромоторы применяются на этих установках сравнительно редко.

Для каждого типа двигателя выбрано постоянное передаточное отношение трансмиссии, определяемое диаметрами приводных шкивов. Часть агрегатов имеет прямое соединение валов насоса и двигателя.

Работа этих насосных установок имеет установившийся характер в течение длительного периода времени. На нормально работающей насосной установке подача воды изменяется медленно в связи с колебаниями уровня воды в источнике питания. Кроме того, с течением времени она постепенно уменьшается вследствие неизбежного износа машин. От персонала, обслуживающего установки машинного орошения, требуется лишь правильный уход за машинами, выполнение профилактических операций и своевременные ремонты машин в соответствии с инструкциями по эксплуатации.

Такая определенность условий работы рассматриваемых насосных установок дает возможность шире использовать теоретические расчеты в процессе нормирования, значительно сократив дорогостоящие и громоздкие натурные испытания и наблюдения эксплуатации. Последние необходимы в этом случае лишь для того, чтобы определить некоторые поправочные коэффициенты к вычисленным величинам.

В свое время нам было поручено составить осредненные нормы выработки и расходы горючего для насосных установок ПГ-35, эксплуатируемых в системе Министерства сельского хозяйства Узбекской ССР. Это и послужило основанием к разработке предлагаемого ниже метода нормирования.

Расчеты по нормированию работы оросительных насосных установок с двигателями внутреннего сгорания заключались в определении подачи воды и расхода горючего при данной высоте подъема и производились по нормальным техническим характеристикам насоса и двигателя при условии их полной исправности и правильной эксплуатации. В расчеты внесены только поправки, учитывающие влияние атмосферных условий на работу двигателей внутреннего сгорания. Такие поправки необходимы ввиду того, что барометрическое давление и особенно летняя температура воздуха в республиках Средней Азии значительно отличаются от стандартной атмосферы, к которой обычно бывают приведены результаты заводских испытаний двигателей. В районах Узбекской ССР, орошаемых водами рек Аму-Дарьи и Сыр-Дарьи, барометрическое давление составляет 710—730 мм рт.ст., а температура воздуха доходит до 40° и выше.

Влияние износа машин в эксплуатации, перерывы в работе установки для профилактического ухода, дополнительный расход горючего на пуски и регулировку двигателя учитывались поправочными коэффициентами.

Для определения поправочных коэффициентов были организованы натурные испытания и наблюдения эксплуатации действующих оросительных установок. Поправочные коэффициенты выбирались на основании анализа результатов полевых испытаний и сравнения полученных данных с теоретическими расчетами. Перед испытанием каждая насосная установка подвергалась ревизии и регулировке с целью обеспечения нормальных показателей ее работы. Так как поставленная задача в данном случае преследовала узкие конкретные цели, испытания выполнялись по сокращенной программе [1, 2].

При составлении норм, отнесенных к единице площади посевов, учтены гидромодуль орошаемых сельскохозяйственных культур и потери воды в машинном канале и распределительной ирригационной сети.

По нашему мнению, описываемый метод может также послужить основой для нормирования работы электрифицированных насосных установок подобных типов и установок вертикального дренажа, которые с 1960 г. все шире используются в водном хозяйстве республики.

НАТУРНЫЕ ИСПЫТАНИЯ

Испытания действующих насосных установок проводились на лучших типичных объектах. Для различных высот подъема было подобрано по три однотипные станции с почти одинаковыми высотами подъема.

Перед испытаниями агрегаты тщательно проверяли и регулировали, чтобы обеспечить нормальную работу насоса и двигателя, контролировалась измерительная аппаратура, была организована тренировка участников испытаний.

Измерению подлежали следующие основные и контрольные величины:

1) секундное количество подаваемой воды — гидрометрической вертушкой в напорном трубопроводе или водосливом в машинном канале;

2) геометрическая высота подъема воды — нивелиром;

3) число оборотов насоса и двигателя — тахометром или счетчиком оборотов;

4) расход топлива за время испытаний — весовым способом;

- 5) продолжительность пуска и прогрева двигателя, пуска в ход насоса и всего периода испытаний в целом — секундомером и часами;
- 6) температура воздуха в тени;
- 7) температура воды, охлаждающей двигатель;
- 8) барометрическое давление;
- 9) высота всасывания.

Измерения производились в течение 3—4 часов непрерывной нормальной работы установки. По окончании испытаний в полевых условиях вычислялись средние арифметические значения определяемых величин с учетом соответствующих поправочных коэффициентов измерительных приборов. Явно ошибочные записи исключались.

Часовой расход топлива вычисляли как частное от деления суммарного веса залитых порций его на продолжительность замера в часах, а среднее за время испытания число оборотов насоса и двигателя — как среднее арифметическое из числа замеров, признанных годными, так как эти измерения производились через одинаковые промежутки времени.

В случаях, когда наблюдались значительные изменения производительности, испытание прекращалось и выяснялась причина неполадок. Каждое успешно проведенное испытание оформлялось актом.

После проведения испытаний всех намеченных насосных установок была произведена обработка полученных результатов, предварительно сгруппированных по типам насосных установок и по высотам подъема. Для каждой группы составлялась ведомость, по которой затем вычисляли осредненные значения показателей работы однотипных установок по форме, приведенной в табл. 1.

Таблица 1

Сводная ведомость результатов испытаний
группы однотипных насосных установок
с высотами подъема от 1 до 2 м (от 2 до 3 м и т. д.)

Состав агрегата:
насос —
двигатель —
тип передачи —

Измеренные величины	№ установки по акту испытания				Осредненные ве- личины
	1	2	3	4	
H_r (м)					$H_{r. ср} = \text{м}$
n (об/мин)					$n_{ср} = \text{об/мин}$
Q (л/сек)					$Q_{ср} = \text{л/сек}$
G (кг/час)					$G_{ср} = \text{кг/час}$

В каждой из ведомостей средневзвешенная геометрическая высота подъема $H_{г.ср}$, среднее арифметическое число оборотов насосов $n_{ср}$, средневзвешенные производительность $Q_{ср}$ и часовой расход горючего $G_{ср}$ — вычислялись по формулам:

$$H_{г.ср} = \frac{\sum (Q \cdot H_r)}{\sum Q}; \quad (1)$$

$$n_{ср} = \frac{\sum (n)}{z}, \quad (2)$$

где z — число установок (в табл. 1 $z = 4$);

$$Q_{ср} = \frac{\sum (Q \cdot H_r)}{\sum (H_r)}; \quad (3)$$

$$G_{ср} = \frac{\sum (G \cdot Q \cdot H_r)}{\sum (Q \cdot H_r)}. \quad (4)$$

Такие ведомости составлялись для каждой группы однотипных установок, различающихся по высотам не более чем на 0,5—1,0 м.

Материалы полевой и камеральной обработок результатов испытаний явились исходными данными для перехода от теоретических норм к практическим.

По изложенной выше методике было испытано 27 находящихся в эксплуатации оросительных насосных установок ПГ-35 с тракторами СХТЗ и нефтедвигателями „Кировец“ (22 л. с.) и „Красный прогресс“ (18 л. с.) при высотах подъема от 1 до 5 м.

Испытаниями установлено, что на однотипных оросительных насосных установках с двигателями внутреннего сгорания, не говоря уже об электрифицированных, числа оборотов насосов почти одинаковы. Различаются они лишь на величину скольжения приводных ремней и влияния степени износа двигателя, который в любом случае должен быть отрегулирован на полное сгорание топлива.

На установках типа ПГ-35 скольжение приводных ремней измерено в пределах от 0,5 до 3,8% (в среднем 3%), что мало отличается от нормального значения. Числа оборотов двигателей лежат в пределах 1,0—0,85 от нормальных величин.

На основании хронометража, проведенного при наблюдении эксплуатации установок, собраны данные по затрате времени на выполнение отдельных операций (табл. 2).

Таблица 2

Затраты времени за смену на выполнение отдельных операций по эксплуатации насосной установки ПГ-35

Элементы рабочего времени	Продолжительность операции		Примечание
	мину- ты	% от рабо- чего време- ни за смену	
Чистая работа насоса	521	86,8	—
Пуск и регулировка двигателя	9	1,5	
Работа двигателя с вакуумнасосом по откачке воздуха и заправке насоса ПГ-35 водой	10	1,7	
Осмотр, крепежный ремонт, заправка и смазка двигателя, насоса и вакуумнасоса	60	10	По данным длительных наблюдений за двигателями и насосами
Всего	600	100	

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОГРЕШНОСТЕЙ ИЗМЕРЕНИЙ ПРИ ИСПЫТАНИИ

Ввиду того что все измерительные приборы перед испытаниями проходили проверку и тарировку, а замеры производились с учетом поправок на показания приборов, неточности, зависящие от несовершенства аппаратуры, в дальнейшем не рассматриваются.

Исключаются также грубые погрешности, т. е. замеры, резко отличающиеся в ту или другую сторону от предыдущих или повторных. Определению подлежат лишь случайные ошибки, вызывающие небольшие отклонения в результатах измерений.

Измерение геометрической высоты подъема воды нивелиром или по водомерным рейкам производилось два раза, в начале и в конце испытаний. Обычная ошибка отсчета по рейке в потоке $\Delta H = \pm 0,02$ м.

Средняя геометрическая высота подъема воды по двум измерениям равна

$$H_r = \frac{H_1 + H_2}{2}.$$

Относительная ошибка измерения высоты подъема определялась по формуле

$$\sigma_H \% = \frac{\Delta H}{H_r} \cdot 100. \quad (5)$$

Число оборотов насоса и двигателя замерялось через каждые 20 минут, т. е. 10—12 раз за время испытания. Среднее арифметическое значение числа оборотов имеет величину

$$n = \frac{\sum n_i}{i},$$

где i — число замеров.

Отклонение каждого отдельного замера от средней величины составит

$$\Delta n_1 = n_1 - n; \quad \Delta n_2 = n_2 - n,$$

а средняя квадратичная ошибка каждого замера

$$\Delta n = \pm \sqrt{\frac{\Delta n_1^2 + \Delta n_2^2 + \dots + \Delta n_i^2}{i - 1}}.$$

Предельная ошибка по замеру числа оборотов вычислялась по выражению [3]

$$\Delta n_{пр} = 3 \Delta n.$$

Если какое-либо из полученных значений $\Delta n_1; \Delta n_2; \Delta n_3 \dots \Delta n_i$ превышало $\Delta n_{пр}$, эти замеры числа оборотов считались недостоверными.

Относительная ошибка измерения числа оборотов определялась как частное от деления среднеквадратичной ошибки на среднеарифметическое значение числа оборотов

$$\sigma_n \% = \frac{\Delta n}{n} \cdot 100. \quad (6)$$

Количество подаваемой воды, измеренное с помощью вертушки, установленной на оси трубы, равно произведению площади попереч-

ного сечения трубопровода на среднюю скорость в нем

$$Q = 1000 \cdot F \cdot v \cdot \alpha \text{ л/сек},$$

где $\alpha < 1$ — коэффициент средней скорости. Для насосных агрегатов ПГ-35, ПГ-35М, ПГ-35МА и ПГ-35×2, по данным сравнительных испытаний с вертушкой и водосливом, $\alpha = 0,98$.

Для вычисления площади диаметр трубы измерялся в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

Средний диаметр имеет размеры

$$D = \frac{D_1 + D_2}{2}.$$

Диаметр трубы может быть измерен с точностью до $\Delta D = \pm 0,001 \text{ м}$. Относительная ошибка измерения диаметра трубы равна

$$\sigma_D \% = \frac{\Delta D}{D} \cdot 100.$$

Скорость воды в трубопроводе измерялась по десяти сигналам гидрометрической вертушки. Число оборотов вертушки в секунду определялось уравнением

$$n_v = 10 \cdot \frac{z}{t},$$

где z — число оборотов вертушки между сигналами;

t — продолжительность замера десяти сигналов вертушки.

Отсюда следует, что погрешность в измерении скорости обусловлена погрешностью измерения времени.

Среднее арифметическое значение времени замера воды вычисляется по формуле

$$t = \frac{\sum t_i}{i} \text{ сек},$$

где i — число замеров (не менее трех с близкими показаниями).

Отклонение каждого замера от среднего значения равно

$$\Delta t_i = t_i - t.$$

Средняя квадратичная ошибка составляет

$$\Delta t = \pm \sqrt{\frac{\Delta t_1^2 + \Delta t_2^2 + \dots + \Delta t_i^2}{i-1}},$$

а относительная ошибка измерения времени (т. е. скорости) —

$$\sigma_t \% = \sigma_v \% = \frac{\Delta t}{t} \cdot 100.$$

Средняя квадратичная ошибка измерения расхода воды выражается уравнением

$$\sigma_Q \% = \pm \sqrt{\sigma_v^2 + 2\sigma_D^2}. \quad (7)$$

Расход топлива определялся взвешиванием отдельных порций, заливаемых в топливный бак. При взвешивании каждой порции на технических весах возможна ошибка $\Delta P = \pm 20$ г.

При числе залитых порций x относительная ошибка во взвешивании топлива получится равной

$$\sigma_P \% = \frac{x \cdot \Delta P}{\sum P},$$

где $\sum P$ — общий вес всех залитых порций топлива.

Отсчет времени расхода топлива начинался с момента отрыва понижающегося уровня топлива в расходном баке от контрольной иглы, перед заливкой первой взвешенной порции топлива. После заливки последней порции, в момент отрыва уровня топлива от иглы, отмечался конец испытания.

Время определялось по часам с точностью до 1 минуты в начале и в конце испытания. Ошибка измерения равнялась $\Delta T = \pm 2$ минуты за 3—4 часа испытания.

Относительная ошибка в измерении времени определяется из уравнения

$$\sigma_t \% = \frac{\Delta t}{T \cdot 60} \cdot 100.$$

Средняя квадратичная ошибка в определении расхода топлива составит

$$\sigma_G \% = \pm \sqrt{\sigma_P^2 + \sigma_t^2}. \quad (8)$$

Вычисление ошибок измерений дает возможность судить о степени надежности результатов натурных испытаний насосных установок.

РАСЧЕТЫ ПОДАЧИ ВОДЫ И РАСХОДА ТОПЛИВА ПО ХАРАКТЕРИСТИКАМ НАСОСА И ДВИГАТЕЛЯ

Для расчета подачи воды и расхода топлива при различных значениях геометрической высоты подъема воды и числа оборотов насоса необходимо иметь универсальную характеристику насоса и эксплуатационную (регуляторную) характеристику двигателя. Представленные на рис. 3 универсальные характеристики получены пересчетом рабочих показателей насосов [4] на разные числа оборотов обычным способом. Величины к. п. д. насоса, связанные с изменением числа оборотов, учитывались формулой

$$\eta' = \eta - \Delta\eta, \quad (9)$$

где η' и η — к. п. д. насоса при пониженном и нормальном числе оборотов соответственно;

$\Delta\eta$ — поправка к. п. д.

Поправки определялись по кривой, изображенной на рис. 4, в зависимости от отношения чисел оборотов.

Для перевода характеристик насоса с полных напоров на геометрические высоты подъема, на рис. 3 от начала координат построены кривые потерь напора в трубах, определяемые по формуле

$$H_w = k \cdot Q^2, \quad (10)$$

где k — общий коэффициент сопротивления трубопровода для насосных агрегатов ПГ-35 и ПГ-35М равен 4,5, ПГ-35×2 — 8,75 и для 10 Пр — 54,3. Указанные значения коэффициентов получены в результате испытаний насосных агрегатов на заводских стендах.

В дальнейшем при использовании универсальной характеристики геометрические высоты подъема воды измерялись от кривой потерь

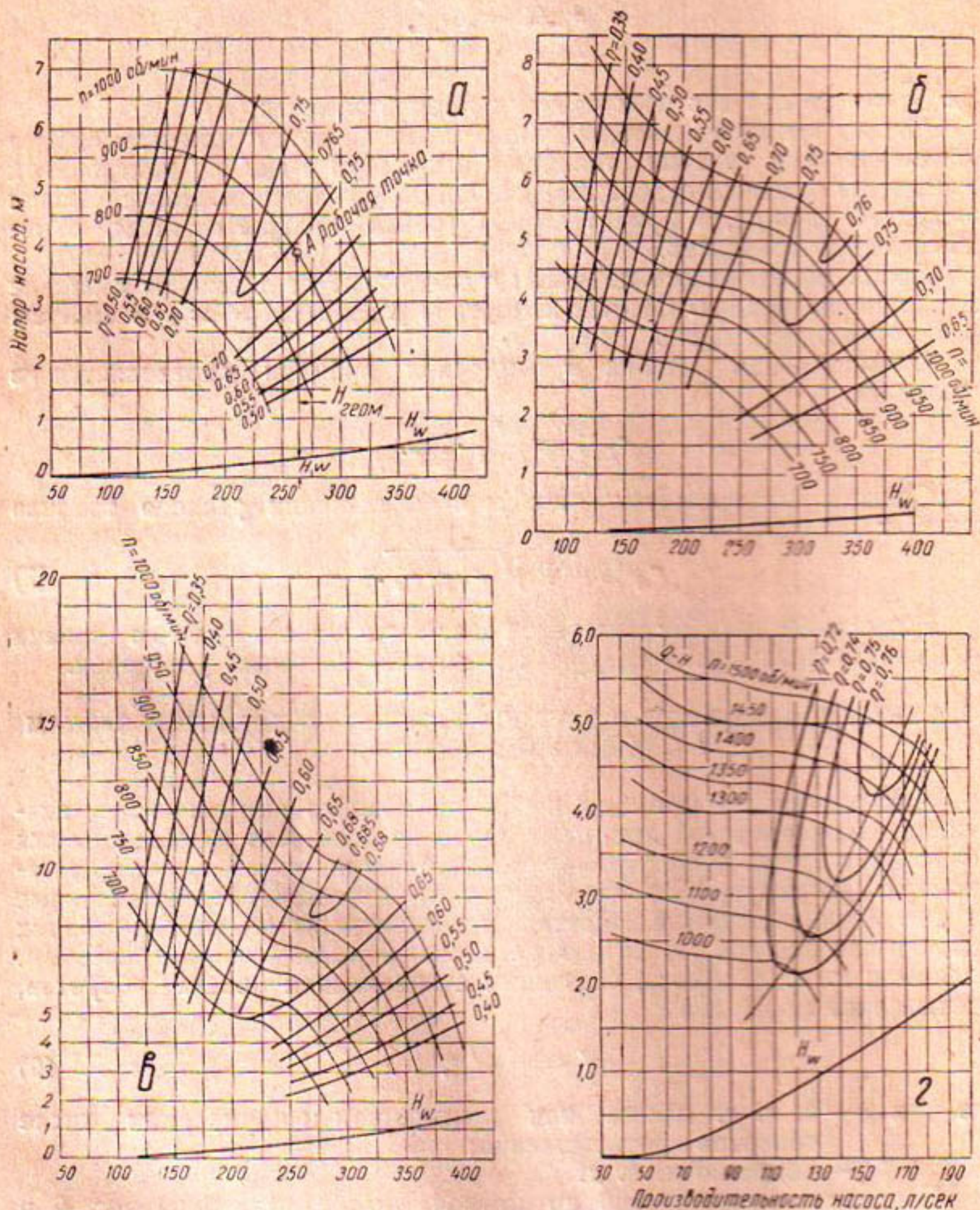


Рис. 3. Универсальная характеристика насоса:

а—ПГ-35; б—ПГ-35М; в—ПГ-35×2; г—10 Пр.

напора до напорной кривой насоса при соответствующем числе оборотов (см. рис. 3а). По заданным или принятым значениям геометрической высоты подъема и числа оборотов непосредственно по характеристике, определялось количество подаваемой воды, полный напор

и к. п. д. насоса. Для насосных агрегатов ПГ-35 задавались геометрические высоты подъема в пределах от 1 до 4,5 м с интервалами в 0,5 м и значения числа оборотов насоса в пределах от 850 до 1000 об/мин, что соответствует данным натурных испытаний и наблюдений эксплуатации.

Полученные гидравлические показатели заносились в соответствующую ведомость (табл. 3), по которой производился расчет расхода топлива.

Мощность на валу двигателя с учетом к. п. д. передачи вычислялась по уравнению

$$N_{\text{дв}} = \frac{\gamma \cdot Q \cdot (H_r + H_w)}{75 \cdot \eta \cdot \eta_{\text{пер}}} \text{ л. с.}, \quad (11)$$

где $\gamma = 1$ для подачи насоса, выраженной в литрах в секунду;

$\eta_{\text{пер}} = 0,95 \div 0,97$ — к. п. д. ременной передачи.

При определении мощности на валу двигателя, приведенной к стандартной атмосфере¹, для карбюраторных двигателей [5] пользовались формулой

$$N_{\text{пр}} = N_{\text{дв}} \frac{760}{B} \cdot \frac{520 + t^0}{545}, \quad (12)$$

где B — барометрическое давление, мм рт. ст.,

t^0 — температура воздуха, $^{\circ}\text{C}$,

и для нефтяных двигателей [6] — формулой

$$N_{\text{пр}} = N_{\text{дв}} \frac{100}{100 - \frac{4}{25} (760 - B)} \cdot \frac{100}{100 - \frac{4}{25} (t^0 - 20^0)}. \quad (13)$$

Приведенная мощность определяет нормальный часовой расход топлива двигателя (G) по его регуляторной характеристике² (рис. 5—6).

По данным табл. 3 для одинаковых геометрических высот подъема находились осредненные значения производительности установки и часового расхода топлива, соответствующие среднему значению числа оборотов насоса, выбранному с учетом результатов натурных испытаний.

Среднее значение числа оборотов определяется по уравнению

$$n_{\text{ср}} = \frac{\sum (n_{\text{ср}})}{z},$$

¹ Стандартными атмосферными условиями считаются барометрическое давление $B_0 = 760$ мм рт. ст. и температура воздуха $t_0^0 = 20^{\circ}$ при относительной влажности 50%. Иногда все данные расчетов и испытаний приводят к барометрическому давлению 10000 кг/см² и температуре воздуха 15 $^{\circ}$ при относительной влажности, равной нулю.

² Регуляторную, или эксплуатационную, характеристику двигателя внутреннего сгорания получают испытанием его при включенном регуляторе числа оборотов.

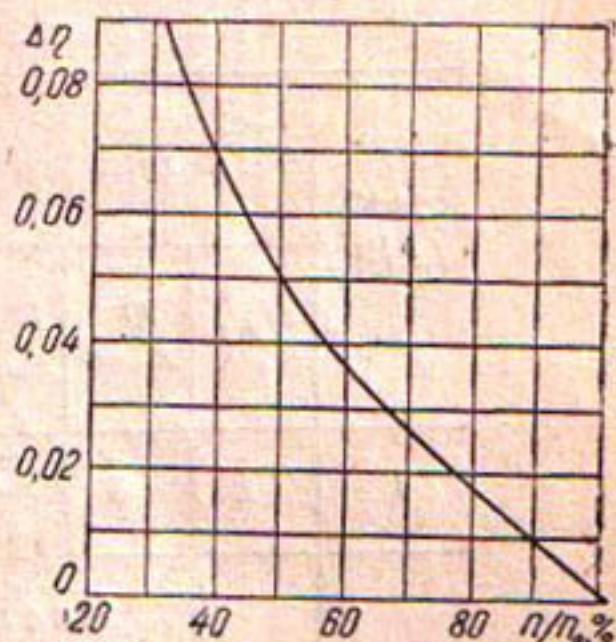


Рис. 4. Снижение максимального к. п. д. насоса с уменьшением числа оборотов в изогональном режиме.

где $\sum (n_{cp})$ — для каждой группы находится по табл. 1;
 z — число групп однотипных установок.
 При испытаниях получено значение $n_{cp} = 925 \text{ об/мин.}$

Таблица 3

Расчет подачи воды и расхода топлива насосным агрегатом

Насос марки —

Двигатель —

№№ п/п	По характеристике насоса					По харак- теристике двигателя		Примечания
	H_r , м	Q , л/сек	H_w , м	η	$N_{дв}$, л. с.	$N_{пр}$, л. с.	G , кг/час	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1 2 3 4	1,0	Число оборотов насоса $n=850$ об/мин						
	1,5							
	2,0							
	2,5							
	1,0	Число оборотов насоса $n=900$ об/мин						Среднее число оборотов насоса $n_{ср}=925$ об/мин
	1,5							
	2,0							
	1,0	Число оборотов насоса $n=950$ об/мин						
	1,5							
	1,0	Число оборотов насоса $n=1000$ об/мин						
	1,5							

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОПРАВОЧНЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ ПОДАЧИ ВОДЫ И РАСХОДА ТОПЛИВА

Поправочные коэффициенты подачи воды и расхода топлива вводятся с целью учета нормального снижения производительности насоса и увеличения удельного расхода топлива двигателем вследствие расстройств уплотнений в их рабочих органах от износа в процессе эксплуатации. Определение коэффициентов основано на сравнении результатов натурных испытаний с расчетами по рабочим характеристикам двигателя и насоса.

Результаты натурных испытаний насосных установок можно сравнивать с расчетными показателями только при одинаковых значениях числа оборотов насоса. При этом расчетные показатели надо приводить

к числу оборотов, измеренному при испытании, а не наоборот. Такое условие вызывается тем, что натурные испытания, проводимые по

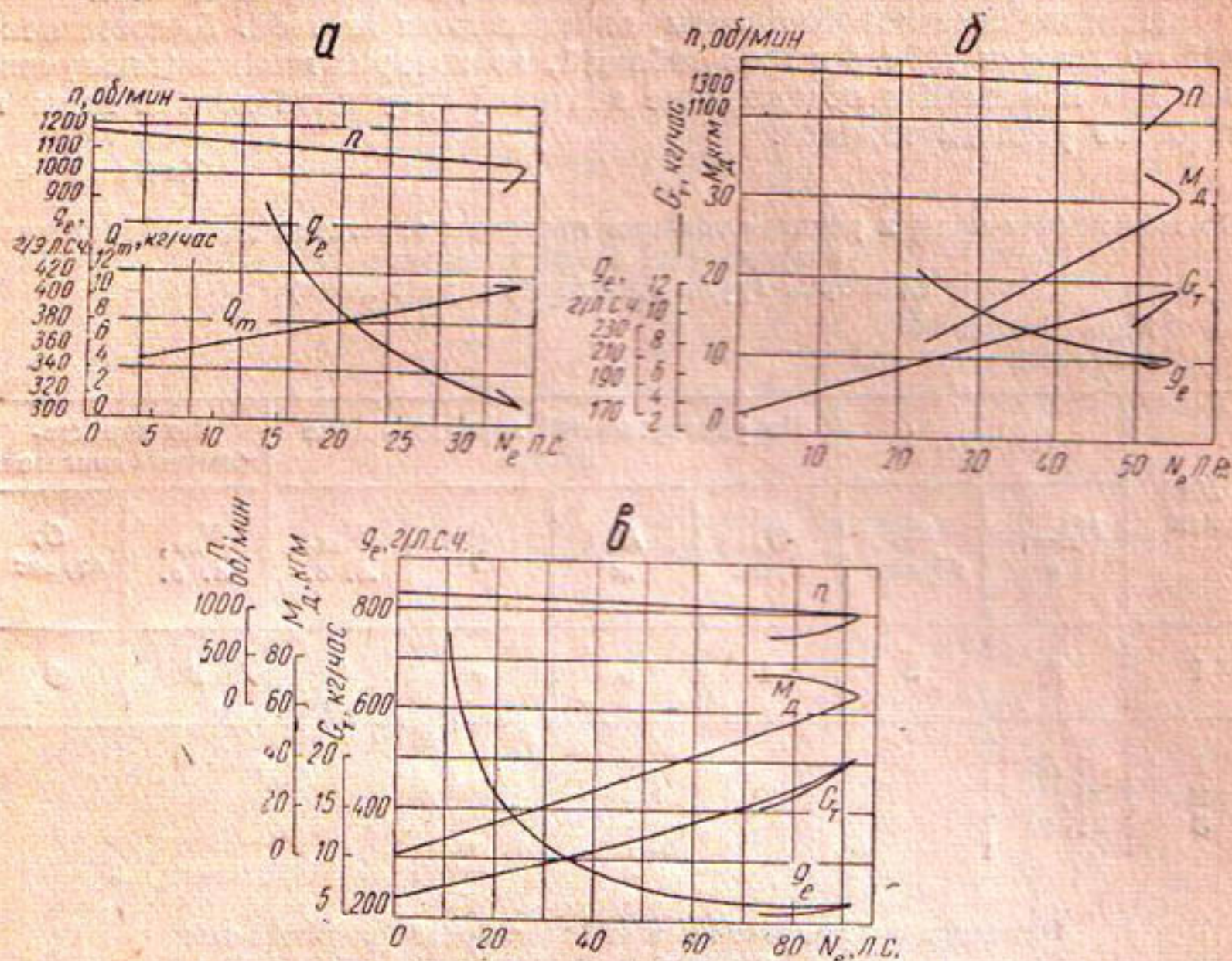


Рис. 5. Регуляторная характеристика двигателя:
а—СТЗ-ХТЗ (топливо керосин); б—трактора ДТ-54; в—трактор С-80.

сокращенной программе, не дают значений полных напоров установок, ограничиваясь геометрическими высотами подъема. Последние же не поддаются пересчету по формулам изогональных режимов, если не известна характеристика трубопровода.

Для решения задачи нужна рабочая характеристика насоса, пересчитанная на среднее число оборотов ($n_{ср}$) для данной группы установок (см. табл. 1). Соответствующая этому числу оборотов напорная линия насоса строится путем пересчета одной из напорных кривых универсальной характеристики. Ее можно построить и с помощью интерполяции, что проще.

Для каждой группы насосных установок ПГ-35 по полученным значениям $n_{ср}$ и $H_{г.ср}$ (табл. 1) из характеристик графически определялись подача воды, полный напор и к. п. д. насоса, затем по уравнениям (11) и (12)—мощность на валу насоса и приведенная мощность двигателя, а по регуляторной характеристике двигателя — часовой расход топлива.

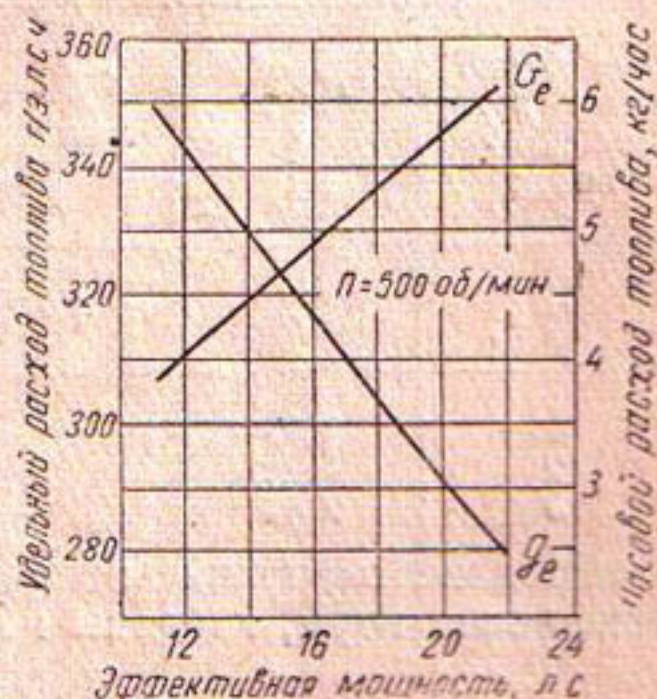


Рис. 6. Эксплуатационная характеристика двигателя „Кировец“, 22 л.с.

Результаты расчетов, произведенных для всех групп однотипных установок с различными высотами подъема, заносятся в табл. 4.

Поправочные коэффициенты определяются из табл. 5, составленной по данным табл. 4 и трех таблиц 1, из которых выписаны полученные при испытаниях осредненные значения секундной подачи воды и часового расхода топлива.

Таблица 4

Расчет подачи воды и расхода топлива насосным агрегатом для определения поправочных коэффициентов
(для трех групп однотипных установок)

Марка насоса —
Двигатель —

№№ п/п	По табл. 1		По универсальной характеристике насоса				По характеристике двигателя	
	$H_{г.ср},$ м	$n_{ср},$ об/мин	$Q,$ л/сек	$H,$ м	η	$N_{дв},$ л. с.	$N_{пр},$ л. с.	$G,$ кг/час
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	1,36							
2	1,92							
3	2,44							

Таблица 5

Определение поправочных коэффициентов подачи воды и расхода топлива

Насос марки —
Двигатель —

Опытные данные (из табл. 1)				Результаты расчетов из табл. 5		Поправочные коэффициенты	
порядковый номер группы установок	$H_{г.ср},$ м	$Q_{ср},$ л/сек	$G_{ср},$ кг/час	$Q,$ л/сек	$G,$ кг/час	$a = \frac{G_{ср}}{G}$	$b = \frac{Q_{ср}}{Q}$
1	2	3	4	5	6	7	8
1	1,36						
2	1,92						
3	2,44						

Средние значения поправочных коэффициентов, принятые для составления норм, найдены по уравнениям:

$$a_{ср} = \frac{\sum a}{m}; \quad (14)$$

$$b_{ср} = \frac{\sum b}{m}, \quad (15)$$

где $a_{ср}$ — коэффициент подачи воды,
 $b_{ср}$ — коэффициент расхода топлива,

m — число групп испытанных насосных установок по табл. 5 (в данном случае три группы).

Найденные коэффициенты учитывают действительное техническое состояние всего насосного агрегата, которое можно считать нормальным для условий эксплуатации в данной местности.

СОСТАВЛЕНИЕ НОРМ РАСХОДА ТОПЛИВА И ВЫРАБОТКИ НАСОСНЫМ АГРЕГАТОМ

Нормы расхода топлива и выработки насосным агрегатом на поливах хлопчатника составлялись для всех геометрических высот подъема воды, занесенных в табл. 3 при среднем числе оборотов, наблюдавшихся при испытаниях. Для этого значения подачи насоса и часового расхода топлива, соответствующие среднему значению числа оборотов, взятые из табл. 3, были занесены в табл. 6.

Таблица 6

Определение норм расхода топлива и выработки насосным агрегатом на поливах хлопчатника

Насос марки —
Двигатель —

№№ п/п	Гео- метри- ческая высота подъе- ма H_r , м	Расчетные значения*		Действительные зна- чения		Поливная норма $W = \dots \text{м}^3/\text{га}$		
		Q , л/сек	G , кг/час	подача воды $Q \cdot b_{\text{ср}}$, л/сек	часовой рас- ход топлива $G \cdot a_{\text{ср}}$, кг/час	время, требую- щееся для по- лива 1 га. T , час	норма рас- хода топли- ва на полив 1 га посевов $G_{\text{нор}}$, кг/га	норма выра- ботки насос- ным агре- гатом за 10-часовую смену $S_{\text{нор}}$, га/смена
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	1,0	Из гра- фы 3 табл. 3	Из гра- фы 8 табл. 3					
2	1,5							
3	2,0							
4	2,5							
5	3,0							
6	3,5							
7	4,0							
8	4,5							

* При 925 об/мин.

Умножением на поправочные коэффициенты определяются действительные подачи воды и часовые расходы топлива, соответствующие высотам подъема в пределах от 1,0 до 4,5 м.

Время, необходимое для полива 1 га посевов, вычисляется из уравнения

$$T \left(\frac{\text{час}}{\text{га}} \right) = \frac{W}{3,6 \cdot Q \cdot b_{\text{ср}} \cdot C \cdot \eta_k}, \quad (16)$$

где W — поливная норма, $\text{м}^3/\text{га}$,

C — коэффициент использования насоса по времени, равный отно-

шению длительности чистой работы насоса за смену к продолжительности смены. По данным табл. 2,

$$C = \frac{521}{600} = 0,862;$$

η_k — к. п. д. машинного канала и распределителей, учитывающий потери воды на пути от насосной станции до поля (для Хорезма и ККАССР равен 0,85).

Расход топлива на полив 1 га посевов определяется по уравнению

$$G_{\text{нор}} = \frac{G \cdot a_{\text{ср}} \cdot T}{d} \text{ кг/га}, \quad (17)$$

где d — коэффициент использования двигателя насосного агрегата по времени, равный отношению чистой работы насоса к продолжительности работы двигателя за смену.

Таблица 7

Нормы расхода топлива (керосина) на полив 1 га хлопка пропеллерным насосным агрегатом ПГ-35 с двигателем-трактором СХТЗ

Геометрическая высота подъема воды, м	Расход топлива (кг) на полив 1 га при поливной норме				Примечания
	600	800	1000	1200	
	м³/га				
1,0	4,24	5,65	7,06	8,47	850—1000 об/мин вала насоса
1,5	4,47	5,96	7,45	8,95	
2,0	4,72	6,28	7,85	9,43	
2,5	5,02	6,69	8,40	10,05	
3,0	5,36	7,12	8,94	10,72	
3,5	5,75	7,67	9,58	11,50	
4,0	6,34	8,45	10,58	12,65	
4,5	7,15	9,50	11,88	14,25	

Из табл. 2 известно, что

$$d = \frac{521}{600 - 60} = 0,965.$$

Выработка (количество политых гектаров посева) агрегата за десятичасовую смену равна

$$S_{\text{нор}} = \frac{10}{T} \text{ га/смену}. \quad (18)$$

В табл. 7 и 8 и на рис. 7 приведены нормы расхода топлива и выработки, вычисленные для указанных выше геометрических высот подъема при поливных нормах 600, 800, 1000 и 1200 м³/га.

Расход смазочных материалов и пускового горючего (бензина) принимается в процентах от основного топлива согласно действующим нормам в системе Министерства сельского хозяйства СССР.

Таблица 8

Нормы выработки на поливе насосным агрегатом ПГ-35 с трактором СХТЗ

Геометрическая высота подъема воды, м	Норма выработки за 10 часов работы (га) при поливной норме			
	600	800	1000	1200
	$\text{м}^3/\text{га}$			
1,0	16,8	12,6	10,0	8,4
1,5	16,4	12,3	9,9	8,3
2,0	16,0	12,0	9,6	8,0
2,5	15,4	11,6	9,3	7,8
3,0	15,0	11,2	8,9	7,5
3,5	14,3	10,8	8,6	7,2
4,0	13,5	10,0	8,1	6,8
4,5	12,5	9,4	7,5	6,3

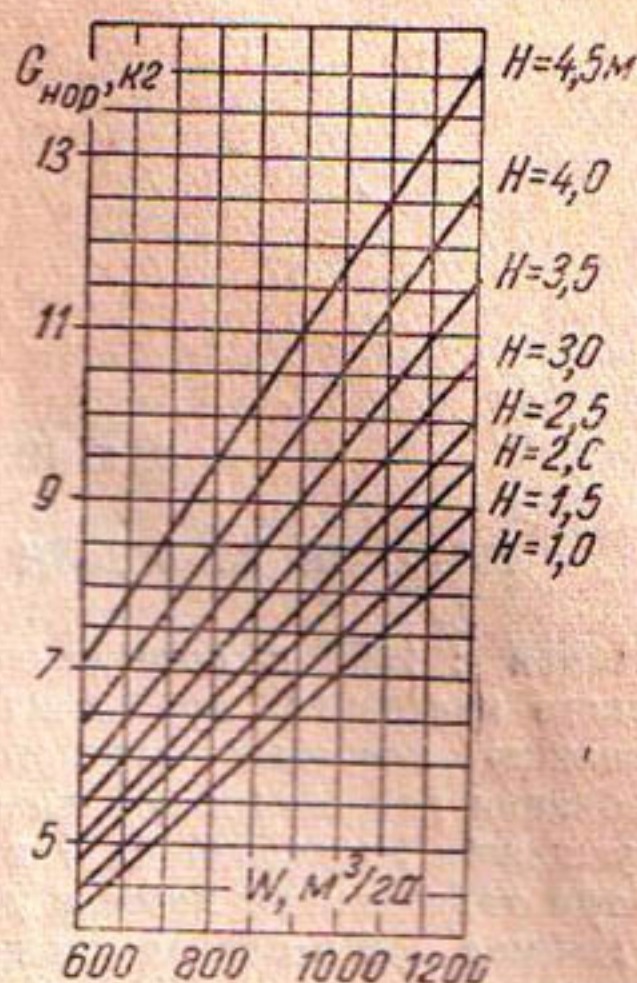


Рис. 7. Нормы расхода топлива (керосина) на полив 1 га хлопчатника насосом ПГ-35 с трактором СХТЗ. Обороты вала насоса $n=850-1000$ об/мин.

ЛИТЕРАТУРА

1. Баранов В. А., Бучный И. Т. Метод приближенного измерения нагрузки двигателей насосных станций в эксплуатации, „Изв. АН УзССР“, 1947, № 6.
2. Баранов В. А. Методика натурных испытаний мелиоративных насосных установок временного типа, Труды САНИИРИ, вып. 92, Ташкент, 1958.
3. Щапов Н. М. Нормы по испытанию водяных турбин и их регулирование на гидроэлектрических станциях СССР (IV. Учет ошибок измерений), ОРГРЭС, 1938.
4. Переверзев С. К. Горизонтальный пропеллерный насосный агрегат ПГ-35, „Гидротехника и мелиорация“, 1949, № 2.
5. Свирщевский Б. С. Эксплуатация машинно-тракторного парка, М., Сельхозгиз, 1950.
6. Кузнецов Б. В. Эксплуатация двигателей внутреннего сгорания, М.—Л., Изд-во Министерства коммунального хозяйства РСФСР, 1949.

С. К. ПЕРЕВЕРЗЕВ

НАСОСЫ ВП-8 ДЛЯ БУРОВЫХ СКВАЖИН

Начиная с 1957 г. сотрудники Среднеазиатского научно-исследовательского института ирригации приступили к проектированию и исследованию насосных агрегатов для вертикального дренажа и использования подземных вод на орошение.

В условиях Узбекской ССР в первую очередь необходимо разработать три типоразмера насосов для буровых скважин диаметром 16, 12 и 8 дюймов при необходимом напоре в пределах 10—30 м и производительности:

для 16-дюймовых скважин	—100—200 л/сек
• 12 • •	—100— 50 •
• 8 • •	—до 50 • .

На основании этих данных была намечена конструкция глубинных насосов марок ВП-24 × 5, ВП-12 и ВП-8 в вертикальном исполнении. Одновременно московское ОКБ по бесштанговым насосам запланировало разработку и изготовление опытных экземпляров погружных насосов для 12-дюймовых буровых скважин.

В 1957 г. была выпущена первая опытная партия насосов ВП-24 × 5, а в 1959—1960 гг. проведены их длительные полевые испытания на установках вертикального дренажа в Бухарской и Ташкентской областях УзССР.

Испытаниями установлено соответствие параметров насосов и существующих скважин в Голодной степи, определена возможность широкого диапазона регулирования подачи насоса за счет установки различных двигателей и передач, а также значительная экономическая эффективность применения насосов ВП-24 × 5 на скважинах вертикального дренажа с дебитом до 200 л/сек.

Некоторые конструктивные и эксплуатационные недостатки этого насоса послужили основой для модернизации его конструкции. В 1962 г. намечено изготовить первую партию модернизированных насосов ВП-24 × 5М (ВП-16) и провести их полевые испытания.

Конструкция насоса ВП-12 разработана в 1961 г. В 1962 г. предполагается изготовление и испытания экспериментальных образцов.

Ввиду наличия большого количества пробуренных и неиспользованных восьмидюймовых буровых скважин на территории Узбекской ССР по требованию Пастбищно-мелиоративного строительного треста МВХ УзССР в 1959 г. был спроектирован насос ВП-8 и построено четыре экспериментальных его экземпляра с исполнением в двух

вариантах. В двух насосах рабочие колеса были распределены по системе трансмиссии на расстоянии 2 м одно от другого (I вариант);

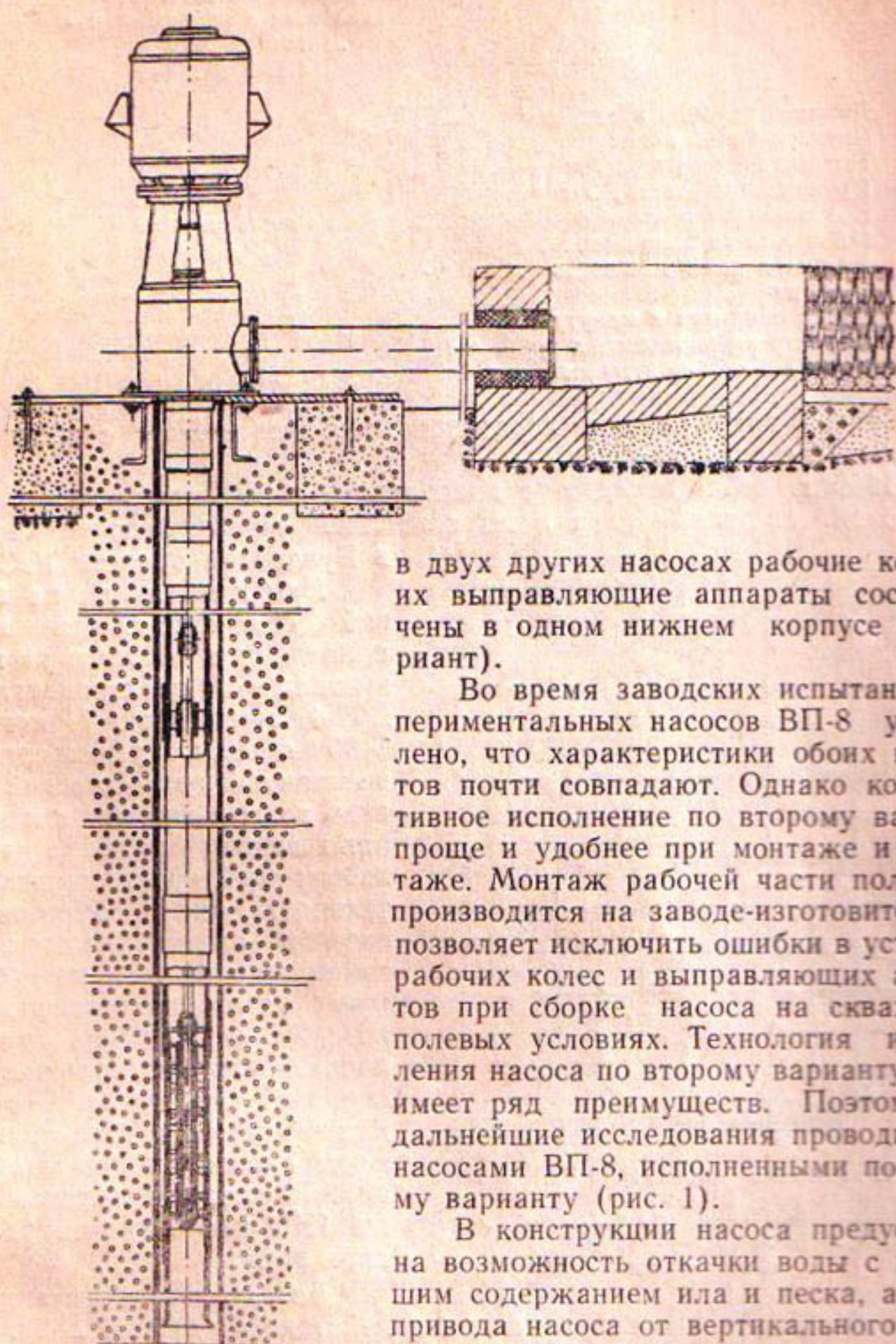


Рис. 1. Общий вид глубинного пропеллерного насоса ВП-8 с вертикальным электродвигателем А063-2.

в двух других насосах рабочие колеса и их выправляющие аппараты сосредоточены в одном нижнем корпусе (II вариант).

Во время заводских испытаний экспериментальных насосов ВП-8 установлено, что характеристики обоих вариантов почти совпадают. Однако конструктивное исполнение по второму варианту проще и удобнее при монтаже и демонтаже. Монтаж рабочей части полностью производится на заводе-изготовителе, что позволяет исключить ошибки в установке рабочих колес и выправляющих аппаратов при сборке насоса на скважине в полевых условиях. Технология изготовления насоса по второму варианту также имеет ряд преимуществ. Поэтому все дальнейшие исследования проводились с насосами ВП-8, выполненными по второму варианту (рис. 1).

В конструкции насоса предусмотрена возможность откачки воды с небольшим содержанием ила и песка, а также привода насоса от вертикального электродвигателя напрямую или от любого типа горизонтального двигателя посредством полуперекрестной плоскоременной передачи. С этой целью в рабочей и трансмиссионной частях насоса установлены резино-металлические подшипники,

между рабочими колесами помещены защитные калиброванные по длине втулки, а в приводной части насоса установлен шкив-полумуфта, позволяющий осуществлять универсальность привода.

Ниже приводятся технические данные насоса ВП-8:

Тип насоса

пропеллерный, вертикальный с рабочими колесами по профилю ОП-2 ВИГМ

Диаметр рабочих колес, мм

115

Число рабочих колес

4

Полный напор насоса, м

23,7—11,8

Производительность, л/сек

28,0—40,6

Коэффициент полезного действия, %

не ниже 60

Мощность на валу насоса, кВт

10,8—8,0

Рекомендуемая мощность двигателя, кВт

14

Число оборотов в минуту

2920

Диаметр водоподъемных труб, мм

130

Высота шкива-полумуфты, мм

145

На рис. 2 даны рабочие характеристики насоса ВП-8 с указанием оптимальных его параметров.

В 1960 г. были проведены производственные испытания насоса на буровой скважине-стенде и на скважине вертикального дренажа в Бухарской области УзССР.

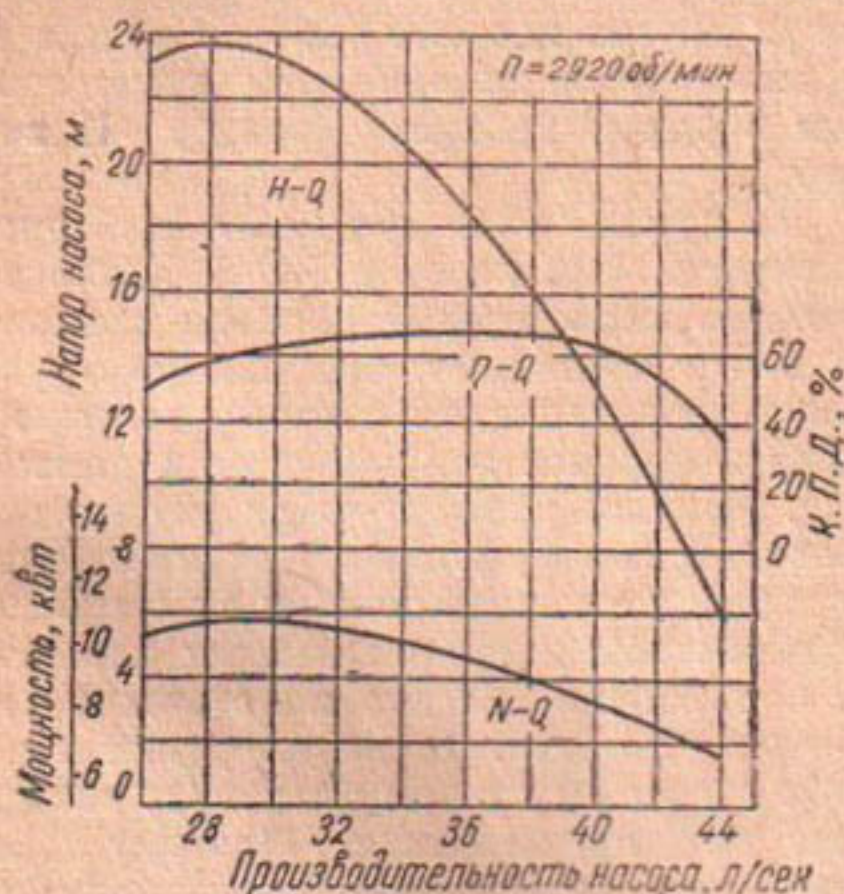


Рис. 2. Рабочие характеристики насоса ВП-8:

Оптимальные параметры: $Q=28-35-40,6$ л/сек;
 $H=23,7-19,5-11,8$ м; $\eta=60-67-60\%$; $N_{рек}=14$ кВт;
 $n=2920$ об/мин.

При испытаниях на буровой скважине-стенде насос приводили в действие от горизонтального электродвигателя А62-4 мощностью 14 кВт при 1450 об/мин, устанавливали постоянный динамический уровень воды в скважине и измеряли высоту подъема воды, избыточный напор, производительность, число оборотов насоса и электродвигателя, а также мощность, потребляемую электродвигателем. Через 200—250 часов работы производили контрольные разборки насоса, осмотр состояния его узлов и деталей и замеры износа подшипниковых пар. Испытания длились свыше 1000 часов чистой работы агрегата.

Во время испытаний в Бухарской области насос приводился в действие от дизеля Д-38. При этом осуществлялись периодические замеры производительности насоса, ориентировочного содержания взвесей в откачиваемой воде и визуальные наблюдения за работой агрегата.

Проведенные исследования позволили выявить отдельные конструктивные и эксплуатационные недочеты насоса и на основе этого внести уточнения в рабочие чертежи и технические условия.

Первую опытную партию насосов ВП-8 в количестве 40 штук было намечено изготовить в 1961 г. В начале 1962 г. будут проведены их полевые испытания.

У. Ю. ПУЛАТОВ, Ю. В. ПУЗЫРЕВ, С. А. ИВАНОВ, А. АБРАРХОДЖАЕВ

СТРОИТЕЛЬСТВО ЛОТКОВЫХ ОРОСИТЕЛЬНЫХ КАНАЛОВ ИЗ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА В ГОЛОДНОЙ СТЕПИ

Январский пленум ЦК КПСС счел необходимым значительно увеличить капиталовложения в сельское хозяйство, предназначенные для проведения в широких масштабах работ по орошению и обводнению миллионов гектаров земель Средней Азии, юга Российской Федерации, республик Закавказья и других районов нашей страны.

В связи с этим ежегодный объем водохозяйственного строительства только в Узбекистане возрастает с 50—60 млн. до двухсот с лишним миллионов рублей. Такое увеличение капиталовложений потребует всемерного развития технического прогресса в ирригации, возможно более полного освоения современных прогрессивных методов ирригационного строительства, постановки водного хозяйства на индустриальную основу.

Одним из важнейших условий технического прогресса в ирригационном строительстве является широкое внедрение сборного железобетона с тем, чтобы превратить строительные площадки в монтажные.

На подавляющей площади целинной части Голодной степи (более 200 тыс. га) намечается строительство распределительной сети преимущественно из сборных железобетонных лотков. К 1965 г. предстоит построить свыше 4 тыс. км лотковой сети.

Масштабы работ, просадочность грунтов и малые запасы в стенках лотков над горизонтом воды (10 см) вызывают необходимость так устроить основания под опоры лотков, чтобы не допустить их осадки. Поэтому опыт строительства лотковой оросительной сети из сборного железобетона, начатый в конце 1960 г. в новых совхозах Голодной степи, представляет практический интерес тем более, что в Средней Азии устройство подобных каналов производится впервые.

Рассматриваемые оросительные каналы представляют собой железобетонные лотки, установленные на опорах над поверхностью земли. В поперечном сечении лотки имеют параболическую форму со строительной высотой 0,6; 0,8 и 1,0 м при толщине стенок 5,0—5,4 см. Длина одного лотка 6,0 м (рис. 1).

Опоры лотков состоят из двух элементов — стойки с седлом и фундамента стаканного типа. Техническая характеристика применяемых лотков приведена в табл. 1, а опор лотков — в табл. 2.

Одной из основных работ по строительству лотковой сети в грунтах Голодной степи является разработка такого способа подготовки оснований под опоры, при котором осадка сооружений будет минимальной и в пределах допустимой величины (не более 4—5 см). Решение

этого вопроса было поручено отделу механизации водохозяйственных работ Института водных проблем и гидротехники Академии наук УзССР. Сотрудники этого отдела исследовали в производственных

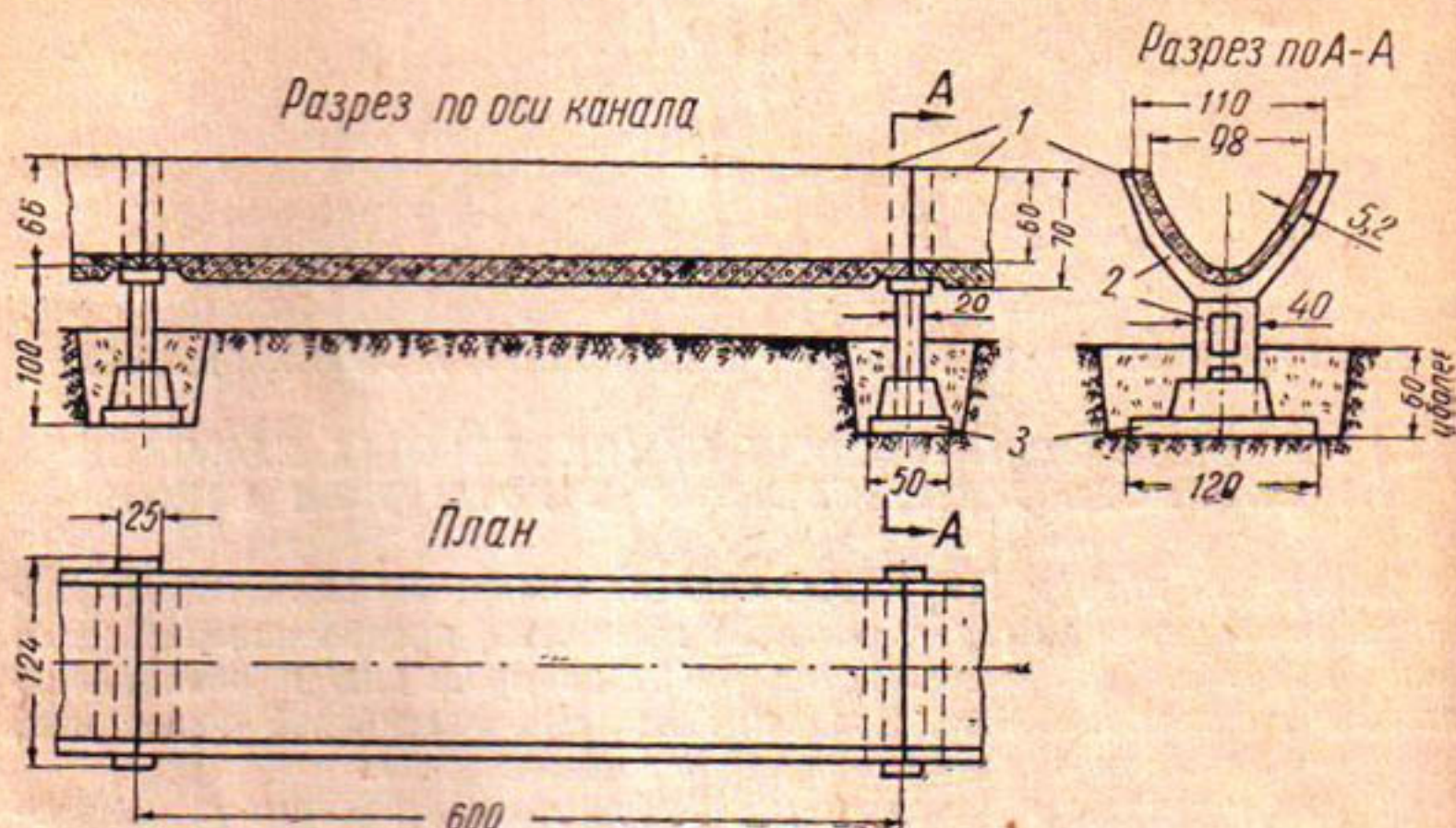


Рис. 1. Конструкция лотковой сети:

1—лоток Лс-60; 2—стойка Р-1-а с седлом С-60; 3—фундамент стаканного типа Фс-1.

условиях способ выштамповывания котлованов под опоры лотков ударным уплотнением.

Известно, что трамбование позволяет уплотнять грунты на глубину до 1,5—2,0 м, после чего верхний, наиболее слабый слой теряет свои просадочные свойства, за счет чего соответственно уменьшается общая величина возможной осадки.

Таблица 1

Техническая характеристика лотков из бетона марки БГТ-200

Лоток	Строительная высота, см	Площадь сечения, м ²	Уклон	Расход воды, м ³ /сек	Объем бетона в блоке, м ³	Вес, кг		
						блока	арматуры	лотка
Лс-60	60	0,392	0,0005	0,2	0,54	1350	22,2	1372
Лс-80	80	0,604	0,00053	0,4	0,66	1650	31,0	1681
Лс-100	100	1,116	0,00037	0,8	0,97	2430	86,4	2516

Для проведения опыта была специально изготовлена железобетонная трамбовка весом 4,7 т. Размеры трамбовки, подобранные с учетом возможности выштамповывания котлована под фундаменты типа Фс-1 (см. табл. 2), составляли 0,7 × 1,5 м при высоте трамбовки 1,7 м.

Работа по уплотнению осуществлялась экскаватором Э-801 со стрелой драглайна длиной 11 м. Исследование способа устройства основания ударным уплотнением проводилось на трассе лотковой сети, где котлованы под фундаменты были отрыты экскаватором Э-153, а также выштампованы как с замочкой грунта до оптимальной влажно-

сти, так и без замочки. Отрытие и выштамповывание котлованов производилось до глубины заложения фундамента, который с учетом условий промерзания грунта был принят равным 0,7 м. После подготовки котлованов под опоры на опытном участке были смонтированы

Т а б л и ц а 2

Техническая характеристика опор лотков из бетона марки БГТ-200

Деталь	Обозначение	Размеры, м		Объем бетона в блоке, м ³	Вес, кг		
		ширина на длину	высота или глубина		блока	арматуры	общий
Стойка	P-1-а	—	80	0,025	62	4,0	66
	H-130	—	130	0,028	70	4,6	74,6
	(опытная)	—	180	0,060	150	5,8	155,8
Седло	C- 60	—	66	0,048	120	3,5	123,5
	C- 80	—	86	0,054	135	6,2	141,2
	C-100	—	106	0,270	675	8,7	183,7
Фундамент стаканного типа	Фс-1	0,5×1,2	—	0,108	270	4,5	274,5
	Фс-2	1,0×1,5	—	0,299	747,5	9,0	756,5

три нитки лотков (по два лотка в каждой нитке), расположенные взаимно параллельно.

С целью увеличения давления, передаваемого на основание опорами, лотки загружались грунтом с уплотнением, вследствие чего удельное давление под подошвами фундаментов увеличивалось с 0,8 кг/см² по проекту до 1,1 кг/см².

Для провокации осадок замочка грунта вокруг лотков производилась до смыкания поверхностной воды с грунтовой, находящейся на глубине 7—8 м. Для этого на участок площадью 600 м² потребовалось в течение девяти суток подать 1650 м³ воды. Обвалование вокруг участка, устроенное при помощи бульдозера Д-271 на высоту 0,8 м, позволило в период замочки поддерживать слой воды толщиной 0,4—0,5 м.

С момента монтажа лотков и их загрузки за осадкой опор лотков велось постоянное наблюдение путем нивелирования в течение года. Результаты наблюдения представлены графически на рис. 2.

Как видно из графика, в первые сутки осадка составила 0,5—1,9 см, что объясняется неплотностью прилегания соприкасающихся поверхностей дна котлована и подошвы фундамента (возможна также погрешность при взятии отсчета). В дальнейшем, в течение 18 суток до начала замочки осадки грунта под опорами лотков почти не наблюдалось.

Замочка грунта вызвала резкое возрастание осадки оснований, подготовленных простым отрытием, без уплотнения. Основания же под опорами, выштампованные с предварительным увлажнением грунта до оптимальной влажности, не дали заметной для глаза осадки. С течением времени осадка грунта под опорами быстро стабилизировалась, и повторная замочка через 15 дней после первой не оказала существенного влияния на общий процесс осадки.

Проведенные работы позволили рекомендовать производству способ подготовки оснований под опоры лотковой сети путем выштамповывания котлованов трамбованием с предварительной замочкой грунта до оптимальной влажности.



Рис. 2. График осадки опор лотков во времени. Котлованы, выштампованные в грунте оптимальной влажности, $\omega=18\%$ (1), естественной влажности, $\omega=8\%$ (2) и отрытые в грунте естественной влажности, $\omega=8\%$ (3).

Грунты района строительства относятся к легким и средним суглинкам с прослойками супеси и характеризуются данными табл. 3.

На рис. 3 представлены кривые, характеризующие изменения показателей грунта до и после уплотнения.

Таблица 3

Характеристика грунтов района строительства

Глубина отбора проб, м	Влажность, вес. %	Объемный вес скелета грунта, г/см ³	Удельный вес	Пористость, %	Классификация, по Охотину
0,25	6,5	1,18	2,65	56,2	Средние и легкие суглинки с прослойками супеси и некоторым содержанием гипса
0,50	7,50	1,20	2,66	54,8	
1,00	10,0	1,29	2,69	52,0	
1,50	10,5	1,38	2,70	48,8	
2,00	11,5	1,36	2,70	50,0	
2,50	12,0	1,38	2,71	49,0	

Технологический процесс подготовки основания под опоры лотков складывается из следующих операций:

- 1) снятие растительного слоя грунта;
- 2) доувлажнение грунта до оптимальной влажности (в необходимых случаях);
- 3) выштамповывание котлована трамбованием;
- 4) окончательная отделка котлована.

1. Растительный слой снимается на глубину 20—30 см. Размеры лунок, образованные после его снятия, должны быть не менее $0,9 \times 1,7$ м. Для этих работ может быть использован экскаватор Э-153 на базе трактора «Беларусь», снабженный отвалом бульдозера с шириной захвата 1,8 м. Необходимо, чтобы центр лунки совпадал с осью стойки лотка и вытянутая сторона лунки была перпендикулярна продольной оси канала, а также чтобы поверхность дна лунки была горизонтальной. Разница отметок дна не должна превышать 5 см.

2. Доувлажнение грунта до оптимальной влажности ($w = 18\%$) производится в тех случаях, когда естественная его влажность меньше 15% . Для этой цели лунки заполняют водой из автоцистерн. При естественной влажности грунта, равной $6-8\%$ в толще $0,9-1,0$ м, необходимо $350-400$ л воды на 1 м^2 поверхности лунки.

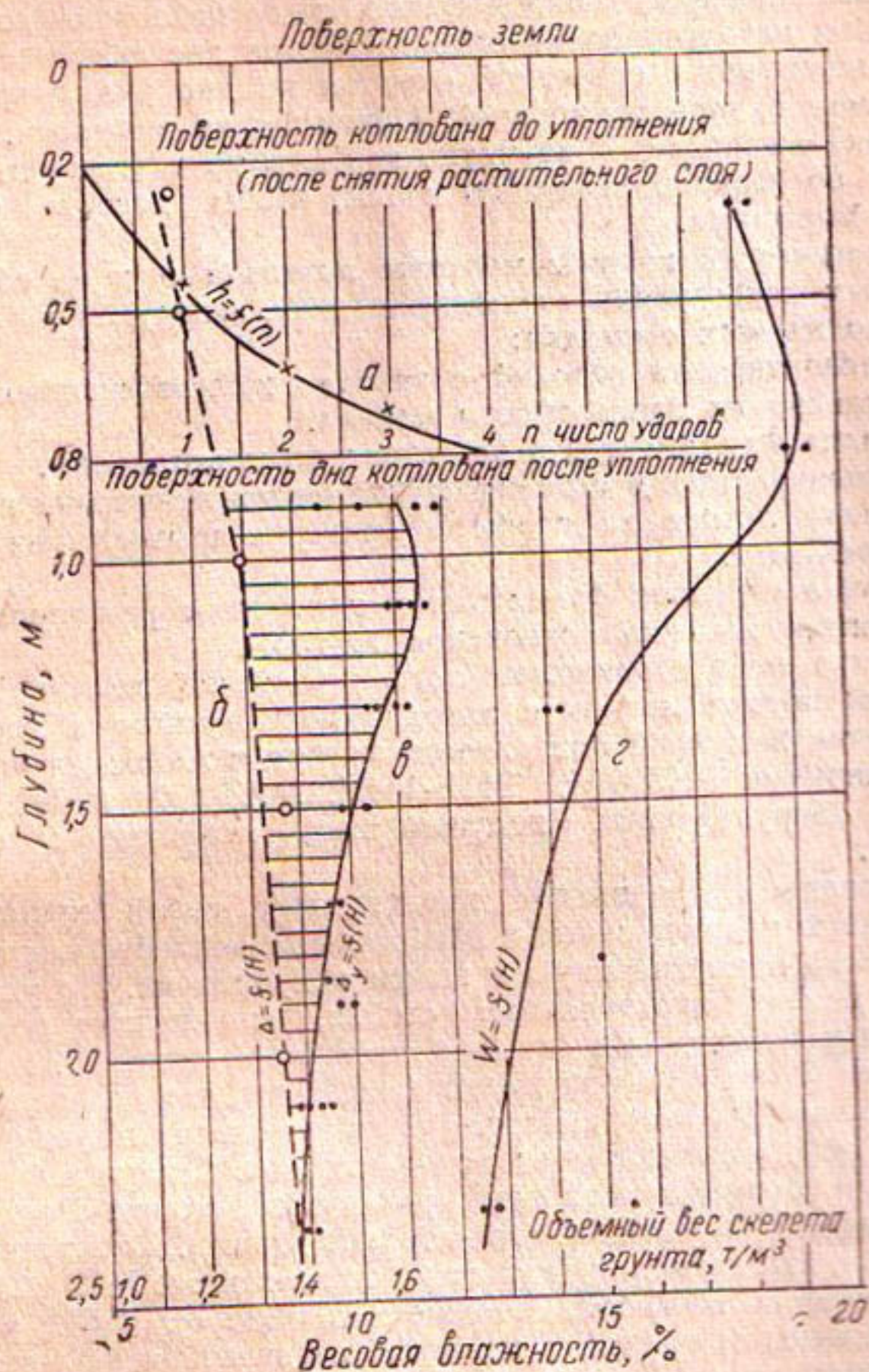


Рис. 3. Кривые изменения показателей грунта до и после уплотнения:

a —величина осадки грунта в зависимости от числа ударов трамбовки с высоты $4-5$ м; δ —объемные веса скелета грунта в его естественном залегании; δ —степень и глубина распространения уплотнения после трамбования; 2 —весовая влажность замоченного грунта перед уплотнением.

Для определения необходимого количества доувлажнения влажность грунта по трассе определяется путем взятия проб ручным буром через каждые $0,5$ м с глубины $0,9-1,0$ м.

3. Выштамповывание котлована в зависимости от температуры воздуха и количества влитой воды производится на вторые или третьи сутки после замочки грунта. При уплотнении трамбовкой

весом 4,7—5,0 т с высоты 4—5 м после 3—4 ударов можно осадить грунт на глубину 0,4—0,5 м. Этого вполне достаточно для получения проектной глубины заложения опор лотков, равной 0,6—0,7 м с учетом предварительно снятого растительного слоя грунта.

4. Окончательная отделка котлована включает работы по выравниванию и доведению дна котлована до проектной глубины. При недоуглублении слой грунта на дне снимается вручную; при углублении ниже проектной отметки на дно укладывается грунт с уплотнением ручной трамбовкой. Принимая во внимание, что отделка котлована выполняется вручную, необходимо тщательное производство работ по выштамповыванию с тем, чтобы довести отделочные работы до минимума.

Технологический процесс монтажа лотковой сети из сборных железобетонных конструкций складывается из следующих последовательно выполняемых операций:

1. Транспортировка изделий с завода железобетонных конструкций и раскладка их вдоль трассы канала.
2. Укладка фундаментов в подготовленные котлованы.
3. Установка стоек в стаканы фундаментов и выверка их отметок.
4. Укладка лотков на опоры и проверка соответствия высотных отметок проектным.
5. Заливка стаканов фундаментов цементным раствором.
6. Обратная засыпка котлованов грунтом.
7. Заделка мест сопряжений лотков битумной мастикой.

Транспортировка лотков с заводов производится в горизонтальном положении выпуклой поверхностью вверх в штабелях по 4—5 рядов автомашинами ЗИЛ-150, ЗИЛ-150Н, МАЗ-200 и МАЗ-200В на специально оборудованных полуприцепах, снабженных седельным устройством.

Оборудование полуприцепов представляет собой прямоугольную раму, сваренную из продольных и поперечных швеллеров или спаренных уголков, жестко прикрепленную к шасси полуприцепа. По углам рамы закреплены четыре вертикальные стойки, снабженные подвижными горизонтальными консолями (по 3—4 на каждой стойке). На консоли укладываются лотки. Консоли имеют фиксаторы, что позволяет перевозить лотки различных типоразмеров без изменения размеров рамы.

За один рейс машина перевозит 4—5 лотков. Стойки и фундаменты перевозятся на бортовых машинах различных марок. Разгружаются изделия кранами с раскладкой вдоль трассы канала. Длинногабаритные изделия, такие, как лотки, разгружаются автокранами ЛАЗ-690 и АК-5Г на базе автомобиля ЗИЛ-150, а также экскаватором Э-352; указанные машины снабжены траверсой с канатной подвеской и двумя крюками. Расстояние между крюками равно расстоянию между монтажными петлями лотков.

При монтаже лотковой сети наиболее трудоемкой операцией является установка опор, связанная с выдержкой высотных отметок и расстояний между опорами при заданном уклоне и направлении канала. Высота расположения стойки в необходимых случаях регулируется путем подсыпки песка или мелкого гравия в стаканы фундаментов; при перемещении опор пользуются специальным рычагом.

Для того чтобы избежать неувязки в проектной длине, к укладке лотков приступают только после установки не менее 10—15 опор.

При разгрузке лотки укладываются выпуклой поверхностью вверх, поэтому перед установкой на опоры необходимо переворачивать их в рабочее положение. Переворачивание и установка на подготовленные

опоры производятся автокраном ЛАЗ-690 или АК-5Г с помощью приспособления, схема которого приведена на рис. 4. Эти операции осуществляются в следующем порядке.

Посредством неподвижных тросов 3 лоток приподнимается на 20—30 см, и подвижные тросы 2, перекинутые через блоки 4, пропускаются под ним и крюками соединяются с монтажными петлями. Затем

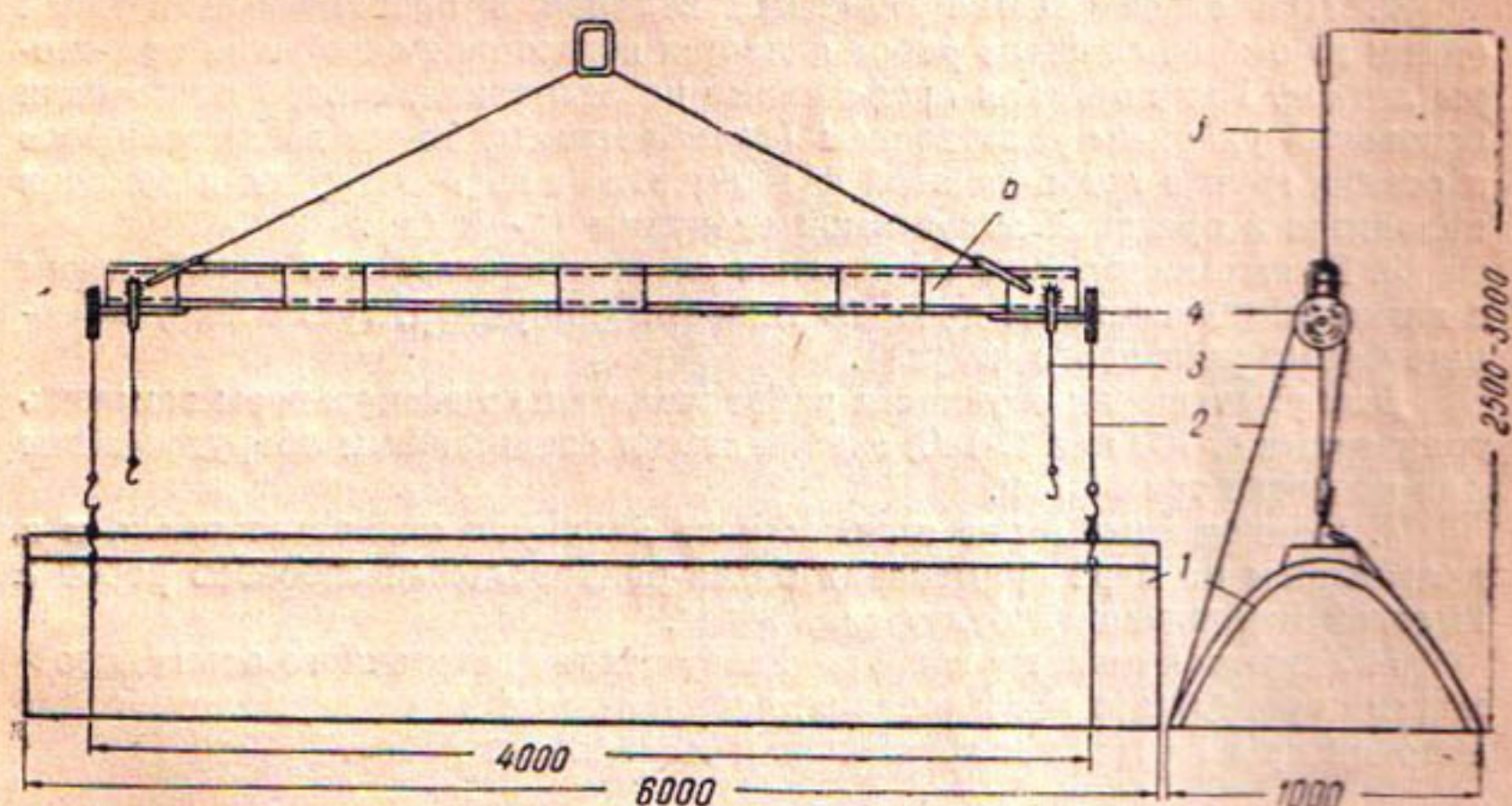


Рис. 4. Приспособление для переворачивания и монтажа лотков:

1—лоток; 2—трос подвижный; 3—трос неподвижный; 4—блоки; 5—трос стальной; 6—швеллер.

лоток опускается на поверхность земли, и крюки неподвижного троса 3 снимаются с петель. При последующем подъеме лоток за счет смещения центра тяжести под собственным весом поворачивается вокруг горизонтальной оси и занимает рабочее положение.

Благодаря применению описанного приспособления укладка лотка на подготовленные опоры не вызывает затруднений и легко осуществляется звеном, состоящим из 3—4 человек (включая крановщика). За семичасовую смену звено укладывает около 50 лотков.

Сметная стоимость 1 пог. м лотковой сети с расходом воды 0,2 м³/сек, согласно данным Института Средазгипроводхлопок, составляет 12 руб. 67 коп. Фактическая же стоимость 1 пог. м лотковой сети поднимается до 14 руб. 54 коп. Выражение фактической стоимости, отнесенной к 1 пог. м лотковой сети и распределенной по элементам работ, приводим ниже:

	руб.— коп.	%
Лотки типа Лс-60 (с транспортировкой)	7—32	50,3
Фундаменты стаканного типа, стойки с седлами	2—58	17,7
Подготовка оснований	0—16	1,1
Монтаж опор и лотко	0—54	3,8
Прочие работы (в том числе заделка швов)	0—70	4,8
Стоимость сооружений	0—77	5,3
Накладные расходы	2—17	14,9
Плановые накопления	0—30	2,1
Итого	14—54	100

ВЫВОДЫ

1. Применение лотковой оросительной сети из сборного железобетона позволяет вести строительство индустриальными методами в любых природных условиях, исключить полностью потери воды на фильтрацию, автоматизировать процесс полива и облегчить труд поливальщика.

2. При строительстве лотковых каналов в просадочных грунтах одним из основных видов работ является подготовка оснований под опоры лотков. Как показали проведенные исследования, способ подготовки оснований ударным уплотнением (трамбованием) прост по выполнению и осадка грунта под подошвой фундамента после загрузки и замочки находится в пределах допустимой величины (3—5 см).

3. Выштамповывание котлованов следует производить трамбовками с низко расположенным центром тяжести (например, трамбовки, имеющие форму усеченного конуса).

Для уменьшения стоимости работ желательно экскаваторы заменить тракторами С-100 или С-140, снабженными специальным оборудованием для подвески трамбовки.

4. Приведенные выше стоимости не являются окончательными, и в дальнейшем по мере применения более рациональных способов работ с высокой механизацией будут снижаться.

5. Учитывая новизну вопроса и отсутствие достаточного опыта, необходимо продолжить исследования, направленные на усовершенствование методов производства и организации монтажных работ.

А. Н. МИРСАГАТОВ

МЕХАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА ЗАКРЫТОГО ГОРИЗОНТАЛЬНОГО ДРЕНАЖА

В постановлениях январского Пленума ЦК КПСС отмечалось большое значение и широкие перспективы орошения и обводнения миллионов гектаров земель в Средней Азии, на юге Российской Федерации, в Поволжье, на юге Украины, в республиках Закавказья для повышения производства хлопка, риса, кукурузы и других ценных сельскохозяйственных продуктов. В связи с этим сильно увеличен ежегодный объем водохозяйственного строительства в Узбекистане, а следовательно, и рост капиталовложений (с 50—60 млн. до двухсот с лишним миллионов рублей).

Наряду с крупными ирригационными работами необходимо проводить комплекс мелиоративных мероприятий для предотвращения засоления и заболачивания орошаемых земель. Одной из составных частей этого комплекса является отвод грунтовых вод устройством коллекторно-дренажной сети [4].

До настоящего времени для этой цели применяются преимущественно открытые горизонтальные дрены, коллекторы и отвалы которых занимают значительную часть полезной площади, дороги в эксплуатации, затрудняют работу сельскохозяйственных машин и орудий.

Опыт эксплуатации и результаты изучения работы закрытых горизонтальных дрен глубиной 2,5 м и более на орошаемых землях опытных станций: Федченковской — в Ферганской долине, Муганской — в Азербайджане, Чарджоуской — в Туркмении, Центральной опытно-мелиоративной — в Золотой Орде, а также исследования за рубежом, доказывают эффективность применения таких дрен для рассоления почв и понижения уровня грунтовых вод [3]. Однако устройство глубоких закрытых дрен на орошаемых землях, несмотря на их преимущества перед открытыми дренами, до сих пор не получило широкого распространения. Основной причиной, препятствующей внедрению этого прогрессивного способа улучшения мелиоративного состояния орошаемых и освоения новых земель, является отсутствие специальных машин для механизации основных операций технологического процесса строительства и большая стоимость строительства их вручную.

К настоящему времени в Советском Союзе и за рубежом накоплен достаточный опыт по строительству мелких закрытых горизонтальных дрен глубиной от 0,6 до 1,7 м преимущественно с целью осушения переувлажненных и заболоченных земель. В этой области значительных успехов добились Прибалтийские, Белорусская, Украинская республики и Российская Федерация, но и там механизация строительства не подня-

та на должную высоту. Достаточно сказать, что из восьми основных операций по существующей технологии устройства закрытых дрен механизировано только две — рытье и засыпка траншей. Остальные работы выполняются вручную.

Для рытья траншей под дренаж применяются главным образом многоковшовые траншейные экскаваторы (марки и технические характеристики которых даны в приведенной таблице), реже — канавокопатели и одноковшовые экскаваторы. Обратная засыпка траншей производится универсальными бульдозерами и редко грейдерами.

В последнее время работы над созданием специальных машин для механизации строительства закрытого горизонтального дренажа ведутся многими научно-исследовательскими и проектными организациями, конструкторскими бюро и заводами Советского Союза. Так, например, Таллинским заводом создан более совершенный вид траншейного экскаватора ЭТН-171, разрабатывающий траншею глубиной до 1,7 и шириной 0,5 м [1]. Экскаватор снабжен трубоукладчиком в виде ящика, между боковыми стенками которого имеется наклонный желоб для спуска дренажных труб на дно траншей, а также сиденье для рабочего. Требуемый уклон дна траншей регулируется автоматически специальным прибором. Окончательная укладка дренажных труб на дно траншей и заделка стыков производится вручную.

Для работы в более легких условиях тем же заводом изготовлен траншейный экскаватор ЭТ-151, разрабатывающий траншею глубиной до 1,5 м с заданным уклоном дна. Экскаватор снабжен ящиком-трубоукладчиком. Укладка дренажных труб производится так же, как и экскаватором ЭТН-171.

Научно-исследовательским институтом механизации и электрификации сельского хозяйства Академии сельскохозяйственных наук Белорусской ССР сконструирован бестраншейный дреноукладчик [2]. Прицепное оборудование дреноукладчика состоит из вертикального пустотелого щелереза с ножом и спускного лотка. При перемещении дреноукладчика щелерез разрезает почву на установленную глубину (до 0,85 м) и расклинивает в ней щель шириной до 10 см, в которую из спускного лотка под действием веса колонны труб выталкиваются дренажные трубы. После прохода щелереза, вследствие сжатия грунтом, дренажные трубы извлекаются из спускного лотка и укладываются в пустотелой дрене.

В том же институте для прокладки траншей под дренажные трубы спроектирован траншеекопатель, в котором сочетаются два рабочих органа плужного и ковшового типа. Такой комбинированный агрегат смонтирован на тракторе С-80 и прокладывает траншею общей глубиной 1,5 м; при этом глубина прокладки рабочим органом плужного типа достигает 0,8 м [5].

Рабочий орган ковшового типа оборудован прибором для автоматического выдерживания заданного уклона дна траншей. При такой технологии производительность (в погонных метрах) ковшового рабочего органа повышается и создаются благоприятные условия для укладки дренажных труб и заделки их стыков.

Латвийским научно-исследовательским институтом гидротехники и мелиорации на базе экскаватора ЭТН-142 изготовлен дреноукладчик для рытья траншей с заданным уклоном дна и укладки гончарных труб длиной 330 мм и диаметром 50 мм. Навесное оборудование дреноукладчика состоит из вертикально расположенной кассеты и толкателя, управляемого гидравлическим цилиндром. По мере продвижения дреноукладчика дренажные трубы через кассеты опускаются на дно траншей, откуда с

Технические характеристики отечественных траншейных экскаваторов

Показатели	Цепные						Роторные		
	ЭТ-122	ЭТН-142	ЭТ-151	ЭТ-171	ЭТН-251	ЭТУ-353	ЭР-4	ЭР-5	ЭР-6
Наибольшая глубина траншей, м	1,2	1,4	1,5	1,7	2,5	3,5	1,8	2,26	1,2
Ширина траншей, м	0,5	0,43	0,1—0,4	0,5	0,8	0,8	0,9	1,2	0,5
Мощность двигателя, л. с.	37	54	54	40	54	54	93	150	54
Скорости рабочие, м/час	69—152	56—182	30—330	47—196	29—215	21—205	225—450	59—195	—
транспортные, км/час	3,6—7,9	4,0—8,9	3,88—6,77	0,96—4,0	1,9—4,6	1,8—7,0	2,25—9,65	3,2—9,4	3,6—7,9
Среднее удельное давление на грунт, кг/см ²	—	0,45	0,295	0,3	0,59	0,48	0,68	0,7	0,47
Габаритные размеры, м									
высота в рабочем положении	2,15	3,2	—	—	3,1	3,1	—	—	—
в транспортном положении	3,45	3,2	2,44	2,7	3,37	3,46	3,5	4,0	2,95
ширина в рабочем положении	2,27	3,19	—	—	3,87	4,2	3,33	3,58	2,21
в транспортном положении	2,0	2,66	2,79	2,9	3,25	2,6	2,46	2,46	2,21
длина в транспортном положении	4,7	11,01	7,94	8,41	8,25	9,75	8,9	11,51	7,47
Вес экскаватора, кг	8100	11500	7890	9,5	10700	12350	18,58	24,0	9,4
Производительность, м ³ /час	90	33,7	80	39,9	158	158	61—200	500	100

помощью толкателя выталкиваются в стык предыдущей трубы. Глубина укладки дренажных труб — до 1,4 м.

Государственным специальным конструкторским бюро по водному хозяйству Украинской ССР создан трубоукладчик УТ-0,6, представляющий собой прицепную машину к трактору С-80, предназначенную для рытья траншей и укладки гончарных труб. Трубоукладчик состоит из двухотвального плуга и трубоукладывающего приспособления со спускным лотком. Трубоукладчик разрабатывает траншею глубиной 0,6 м, шириной по верху 0,25 и по дну 0,2 м и укладывает трубы длиной по 400 мм с диаметром 50—60 мм.

Из отечественного опыта строительства закрытых дрен можно сделать следующие выводы.

1. В настоящее время строятся мелкие закрытые дрены глубиной от 0,6 до 1,7 м с целью осушения заболоченных и переувлажненных земель и отвода поверхностных вод.

2. В качестве материала для закрытых горизонтальных дрен широкое распространение получили гончарные и асбоцементные трубы как наиболее долговечные и надежные в эксплуатации.

3. Земляные работы по устройству закрытого горизонтального дренажа — отрывка и засыпка траншей — выполняются землеройными машинами, серийно выпускаемыми нашей промышленностью.

4. Укладка дренажных труб повсеместно производится вручную. Для механизации этой операции создано несколько образцов машин и приспособлений, которые еще дорабатываются или проходят экспериментальные испытания.

5. Все указанные машины и приспособления предназначены для строительства мелкого закрытого дренажа без какого-либо фильтра.

6. Для механизации укладки дренажных труб и фильтра при устройстве глубокого закрытого горизонтального дренажа отсутствовали какие-либо специальные машины.

Таким образом, актуальными задачами в настоящее время являются: создание рационального типа дреноукладчика, отвечающего требованиям технологического процесса строительства закрытых горизонтальных дрен, разработка технологии механизированного производства работ и установление необходимых технико-экономических показателей.

В 1957 г. в Голодной степи сконструирован дреноукладчик, предназначенный для строительства закрытых горизонтальных дрен глубиной 2,5 м в грунтах I—III категорий, состоящий из навесного оборудования на многоковшовый траншейный экскаватор ЭТУ-353. Дреноукладчик может отрывать траншею и укладывать дренажные трубы с круговой обсыпкой их фильтром.

Навесное оборудование представляет собой раму, сваренную из уголков, сверху закрепленную шарнирно на концах турасного вала экскаватора, а в средней части с обеих сторон имеющую ползуны, скользящие в направляющих ковшовой рамы. К одному из концов рамы жестко прикреплен бункер с прямоугольным сечением в плане, сваренный из уголков и обшитый листовой сталью толщиной 2 мм. Бункер разделен на три отсека — для гравия, укладываемого под дренажные трубы, гравия, засыпаемого на дренажные трубы, и для размещения трубопровода и механизма принудительной подачи дренажных труб к месту укладки.

Внутри бункера сверху вниз по кривой проходит трубопровод, сваренный из листовой стали. Трубопровод может пропускать трубы длиной 330 мм с наружным диаметром от 160 до 180 мм.

Механизм, подающий дренажные трубы (рис. 1), состоит из двух щек 1, между которыми расположены две каретки 2, 3. Нижняя каретка 2

жестко крепится к щекам, а верхняя 3 может качаться на цапфах 4 относительно первой. Внутри кареток закреплены валы 5, на которых сидят конические ерши 6. Верхние ерши приводятся в движение через цепную передачу 7 от вала нижней каретки.

Привод подающего механизма осуществляется от двух специальных колес 8, которые катятся по грунту. Приводные колеса опираются на края траншеи с обеих сторон, а их вал является второй опорой бункера. Перед колесами установлены специальные отвалы, которыми производится зачистка пути.

Вес дреноукладчика с полной загрузкой бункера гравием составляет 22 т.

Сотрудники отдела механизации водохозяйственных работ САНИИРИ (ныне Институт водных проблем и гидротехники АН УзССР) в 1958 г. исследовали работу дреноукладчика Главголоностепстроя на строительстве закрытых горизонтальных дрен в хлопковом совхозе „Фархад“ в Голодной степи. При этом были выявлены следующие основные конструктивные недостатки дреноукладчика.

1. Из-за конической формы ершей и неудачной конструкции качающейся каретки (рис. 1) подающего механизма меняется скорость подачи дренажных труб при изменениях их наружных диаметров даже в пределах, допускаемых ГОСТом. Вследствие этого получают или разрывы в дренажной линии, или большое опережение, которое приводит к раздавливанию 8—12% дренажных труб качающейся кареткой 3 подающего механизма.

2. При работе дреноукладчика во влажных грунтах наблюдается налипание на приводные колеса, диаметр их увеличивается и вращение замедляется; при неизменной же скорости движения экскаватора происходит разрыв в стыках труб. Вторым следствием самопроизвольного увеличения диаметра колес является подъем бункера, вызывающий изменение продольного профиля дренажной линии. Во время работы в сухих грунтах наблюдается пробуксовка приводных колес, что также приводит к разрывам в дренажной линии.

3. Навеска бункера на экскаватор искажает вертикальный профиль

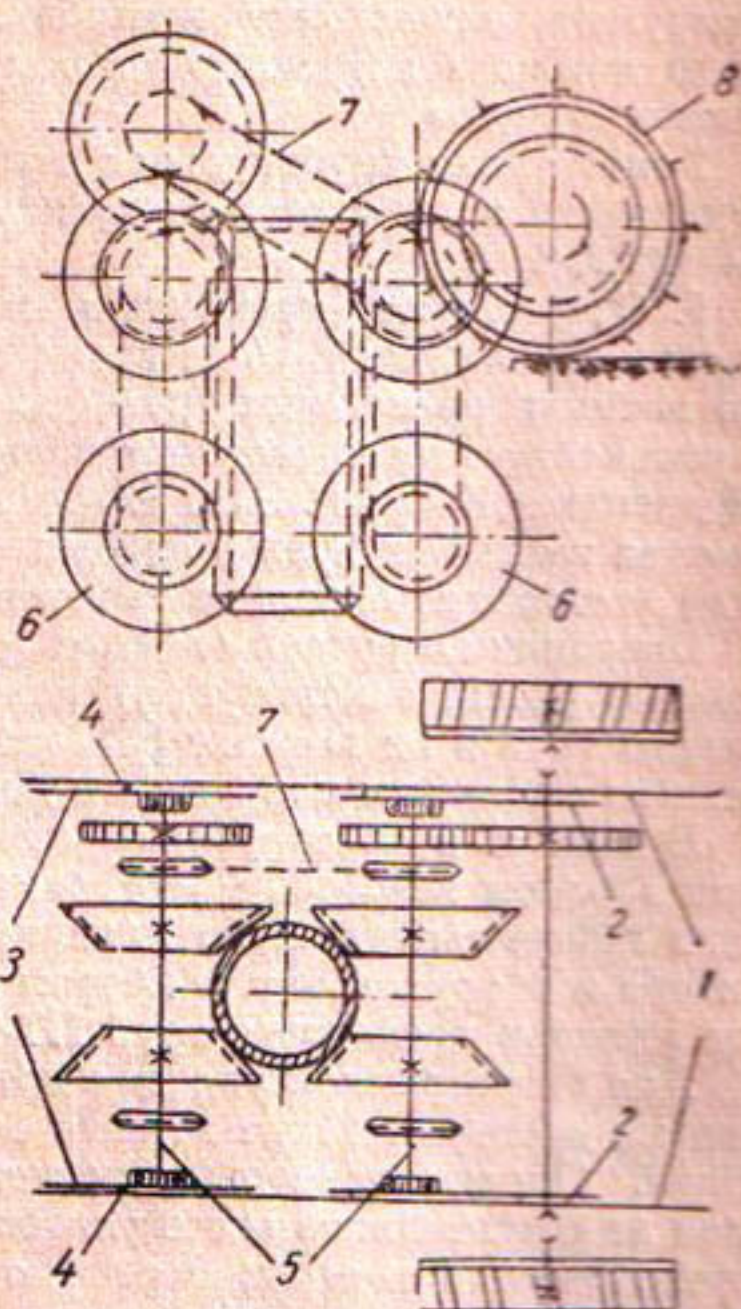


Рис. 1. Кинематическая схема подающего механизма.

Плотина намывалась по частям в различное время. В период с 9 февраля 1954 г. по 19 сентября 1955 г. намывалась правобережная часть плотины. Эта часть плотины намывалась из правобережных песчаных карьеров.

Намыв русловой части плотины производился следующим образом: в тиховод, образованный каменным банкетом, торцевым намывом были возведены 2 песчаные призмы. На этих призмах устанавливались эстакады рабочих пульповодов для последующего двустороннего намыва из выпусков.

До отметки 33 м тело плотины намывалось из материала правобережного карьера, предварительно намытого в резерв. Таким образом, этот песок промывался водой в процессе движения по пульповоду дважды. Оставшаяся часть плотины домывалась до гребня из материала левобережного карьера.

Правобережная часть плотины выполнялась двусторонним намывом. Благодаря двустороннему способу намыва и отсутствию глинистых и пылеватых фракций в составе намывного грунта, образовался безъядерный профиль плотины с тонкопесчаной центральной частью.

По данным Среднеазиатского управления треста «Гидромеханизация», материал тела плотины характеризуется геотехническими показателями, средние значения которых представлены в табл. 8.

Таблица 8

Геотехнические показатели материала тела плотины

Участки плотины	Коэффициент филь- трации, м/сутки		Объемный вес скелета, г/см ³	
	Централь- ная часть	Боковые призмы	Центральная часть	Боковые призмы
Русловой Правобережный	11—12 8	12—14 11	1,5—1,51 1,48—1,49	1,53 1,49—1,5

В поперечном сечении плотина состоит из трех основных частей: верховой и низовой боковых призм и центральной части.

Боковые призмы сформировались из самых крупных частиц намываемого грунта. В центральной части плотины отложились самые мелкие фракции, уменьшающие фильтрацию воды через плотину.

Плотина характеризуется следующими размерами: ширина плотины по гребню — 12,0 м, максимальная высота русловой части — 32,0 м, береговой части — 21,0 м. Максимальный напор на плотине составляет 20,8 м.

Верховой откос имеет переменное заложение от $m = 4$ в верхней части, до $m = 5,0$ в нижней. Конструкция руслового участка плотины представлена на рис. 31.

Низовой откос имеет постоянное заложение $m = 4$ до наклонного фильтра. Заложение откоса с наклонным фильтром до каменной призмы $m = 3,0$.

Каменная призма в нижнем бьефе возводилась на полутора-метровой подготовке из гравия (внутренний слой обратного фильтра).

Верховой откос каменной дренажной призмы имеет заложение $m = 1,5$, низовой $m = 2,0$. Для защиты грунта тела плотины от суффозии перед дренажной призмой уложен двухслойный обратный фильтр. Верховой откос защищен пригрузкой из гравийно-галечникового материала толщиной 2,1 м.

Для определения сейсмической устойчивости намывной плотины из песка были проделаны крупномасштабные полевые исследования. Опыты проводились на установке емкостью 25 т.

На основании этих исследований были получены рекомендации о необходимой толщине пригрузочного слоя из гравелисто-галечникового грунта, обеспечивающего требуемую сейсмическую устойчивость плотины при возведении ее из песков разного гранулометрического состава, применительно к плотности, получаемой при гидронамыве.

Анализ результатов наблюдений показал, что Кайраккумская плотина возведена из мелкозернистых неокатанных песков, с размерами зерен в основном $0,5 \div 0,25$ мм и $0,25 - 0,1$ мм. Прочие фракции входят в гранулометрический состав песков в незначительном количестве.

Динамическую устойчивость водонасыщенных песков Кайраккумской плотины обеспечивает фракция $0,1 \div 0,25$ мм. По содержанию этой фракции пески, намытые в тело плотины, весьма разнородны. Более крупнозернистые пески боковых призм повышают устойчивость плотины. Весьма благоприятными факторами являются остроугольная форма зерен и шероховатость их поверхности. Эти особенности повышают динамическую устойчивость песков.

Многолетняя практика эксплуатации плотины показала надежность положений, заложенных в основу ее конструкции.

в) Плотина Чардаринского гидроузла

Чардаринский гидроузел, образующий водохранилище полным объемом 5,7 млрд. м³ и полезным 4,7 млрд. м³, расположен в слабовыраженном приречном понижении местности р. Сырдарьи, в нижней части ее среднего течения. Чаша водохранилища имеет крутой холмистый правый берег и пологий левый. В западной части водохранилища находится большое понижение, имеющее выход в емкую котловину, расположенную в песках — Арнасайское понижение. В состав гидроузла входят: земляная намывная плотина из песка, здание ГЭС с водосбросами, Кзылкумский регулятор, Арнасайский водосброс.

Путем совместной работы Кайраккумского и Чардаринского водохранилища осуществляется частичное многолетнее регулирование стока р. Сырдарьи.

Станционный узел расположен на правом берегу р. Сырдарьи, и сопрягается с ним насыпью. С левой стороны к станционному узлу примыкает намывная плотина длиной 4760 м, максимальной высотой 26,5 м, шириной 10 м.

Левым своим крылом плотина примыкает к барханам Кзылкумской степи, сопрягаясь с ними намывной дамбой. В теле плотины размещается Кзылкумский регулятор на расход 200 м³/сек.

Чардаринская ГЭС представляет собой русловую гидростанцию совмещенного типа. В здании станции установлено 4 агрегата мощностью 100 тыс. квт. при расчетном расходе 770 м³/сек и напоре 15,8 м.

По обе стороны от агрегатов размещаются донные водосбросы, шириной по 10 м каждый. Размеры водосбросных отверстий приняты из условий пропуска расчетного паводкового расхода 1500 м³/сек и составляют 10 × 6 м каждый. Принятое размещение сбросных отверстий обеспечивает равномерное распределение потока на рисберме при симметричном сбросе расходов и удобную компоновку бетонного гидроузла.

Понурная и водобойная части сооружения сопрягаются с намывной плотиной и насыпью правого берега с помощью подпорных стенок, следующих за профилем плотины, и обратных насыпей за сооружениями с незначительным превышением над ними в целях предотвращения вредного свала воды на входах к отверстиям сооружения. Необходимость и размеры такого превышения подтверждены модельными исследованиями для Кайраккумской ГЭС.

Понур состоит из водонепроницаемой части и предпонурного крепления. Водонепроницаемая часть выполняется из уплотненной глины, защищенной сверху слоем песка и бетонными плитами.

В задачу конструкции нижнего бьефа, кроме обеспечения гашения сбросных расходов, входило выравнивание погонных расходов для получения допустимых их величин в конце рисбермы. С этой целью предусмотрено растекание потока на входе и выходе из водобойного колодца, постепенное увеличение глубины потока за счет наклона рисбермы и расслоение потока с одновременным поворотом донных струй к середине рисбермы. Рисберма заканчивается глубоким бетонным зубом и гибким креплением в виде каменной отсыпки на длине 17 м.

Кзылкумский регулятор предназначен для водозабора из верхнего бьефа водохранилища на орошение Кзылкумского массива, расположенного ниже Чардаринского водохранилища, на левом берегу р. Сырдарьи. Регулятор входит в состав Чарда-

ринского гидроузла и располагается на пикете 42 + 20 вблизи существующего Чардаринского канала. Сооружение представляет собой трубчатый регулятор.

Общая протяженность земляной намывной плотины составляет около 4800 м. Земляная плотина делится на три участка: русловый, левобережный и озерный.

Русловый участок плотины перекрывает русло р. Сырдарьи и часть первой надпойменной террасы. Ложе русла реки сложено аллювиальными песками, которые подстилаются светло-зелеными глинами.

Пески содержат в себе, в основном, частицы размером 0,25—1 мм. Подстилающие светло-зеленые глины местами монолитные жирные, местами имеют отчетливо выраженную тонкую слоистость. В толще этих глин встречаются прослойки песчаников, галечников и конгломератов.

Плотина намыта двусторонним способом из песчаных грунтов с образованием при намыве мелкопесчаной центральной части и наружных призм из средне- и крупнозернистого песка. Заложение откосов переменное — 1 : 4 и 1 : 4,5.

Со стороны верхнего откоса в тело плотины включена упорная призма из гравийно-галечникового грунта. Призма совмещена с каменным банкетом.

Со стороны низового откоса устроена дренажная призма с двухслойным обратным фильтром для защиты материала тела плотины от суффозии. Общий объем намываемого грунта 8,5 млн. м³. Согласно техническому проекту предполагалось закрепить верховой откос плотины монолитной бетонной облицовкой толщиной 28 см с устройством в швах облицовки обратных фильтров. Такая конструкция крепления верхового откоса плотины обеспечивала защиту от волнобоя. Общая статическая устойчивость плотины, коэффициент запаса которой был установлен методом круглоцилиндрической поверхности обрушения обеспечивалась за счет придания ее откосам указанного выше заложения. Низовой откос предполагалось закрепить посевом трав.

По данным геотехконтроля намыва плотины, средний фракционный состав намывных грунтов:

а) на озерном участке	0,25 ÷ 0,1 мм — 85%
	0,5 ÷ 0,25 мм — 5%
б) на левобережном участке	0,25 ÷ 0,1 мм — 63%
	0,5 ÷ 0,25 мм — 30%

Таким образом, тело плотины образовано мелкозернистыми неокатанными песками.

Принятые проектом значения объемного веса скелета песков в теле плотины соответственно равны 1,51 ÷ 1,52 т/м³ и 1,51 ÷ 1,53 т/м³.

Эоловый песок, намывный на озерном участке плотины, в действительности характеризуется средневзвешенными значениями

объемного веса скелета $1,55 \div 1,58 \text{ т/м}^3$, а на левобережном участке плотины, который возводился из грунтов пойменных карьеров, средневзвешенный объемный вес песка составил $1,45 \div 1,47 \text{ т/м}^3$.

Следовательно, при намыве эоловый песок укладывался плотнее проектного, а пойменный — более рыхло.

Средние значения коэффициента фильтрации эолового песка колеблются в пределах $2,5 \div 3,8 \text{ м/сут}$, пойменных — $4,1 \div 6,7 \text{ м/сут}$. Карьерная плотность пойменных песков составляла $1,57 \div 1,64 \text{ т/м}^3$.

В районе возведения плотины возможны землетрясения 7—8 баллов.

Сейсмичность района строительства и невысокая плотность сложения песков, намывных в тело плотины, обусловили необходимость проведения уже в процессе строительства исследований по изучению динамической устойчивости этих песков.

Исследования показали, что водонасыщенные пески с объемным весом $1,43\text{—}1,44 \text{ т/м}^3$ при вибрации с ускорением $\alpha = (0,025 \div 0,04)g$ испытывают постепенное уплотнение, а затем разжижаются. Учитывая, что свободные колебания (удар волны, землетрясение) более опасны для нарушения структуры песчаных масс, чем вынужденные (вибрация) и свободные колебания при равных частотах с вынужденными, но с ускорениями в $1,5 \div 2,5$ раза меньшими, вызывают одинаковое изменение пористости; полученные значения критических ускорений следует уменьшить в 2,5 раза.

Кроме того, исследования Н. Т. Валишева показали зависимость критического ускорения для песчаных откосов от направленности вибрации.

Согласно этим данным, одинаковые ускорения горизонтальных и вертикальных колебаний вызывают одинаковое уплотнение песчаных масс. Однако при направлении колебаний под углом, близким к углу естественного откоса, величина критического ускорения снижается приблизительно в 2 раза.

Таким образом, значения критических ускорений для намывных песков оказались следующими:

Песок карьера № 1,	верховая призма	$\alpha = 0,012g$
» № 2	»	$\alpha = (0,012 \div 0,016)g$
» № 3	»	$\alpha = 0,012g$
» № 4	»	$\alpha = (0,02 \div 0,028)g$

Значит пески карьеров № 1, 2 и 3 могут потерять устойчивость при семибалльном землетрясении.

Для повышения динамической устойчивости песка была исследована роль пригрузки откоса сейсмически инертным материалом. Оказалось, что пойменные пески карьеров № 1, 2 и 3 с плотностью $1,42 \text{ т/м}^3$ при наличии пригрузки равной $0,2 \text{ кг/см}^2$ не изменяют своей структуры при ускорении $\alpha = 1,0g$.

В результате исследований выяснилось, что верховой откос плотины, подвергающийся действию удара волны, интенсивность которого может превысить 7 баллов, является динамически неустойчивым при принятой в техническом проекте конструкции.

По данным натурных и лабораторных исследований, бетонные плиты крепления откосов, имеющие незначительную толщину, не обеспечивают его динамическую устойчивость, в особенности при недостаточной плотности песка. Для устранения этого недостатка конструкции была осуществлена пригрузка верхового откоса плотины слоем карьерного гравийного грунта, поверх которого укладывалось монолитное армобетонное покрытие толщиной 40 см. Практика эксплуатации сооружения показала надежность выполненной конструкции.

Для снижения кривой депрессии и предотвращения выклинивания фильтрационных вод на откос плотины проектом был предусмотрен закрытый трубчатый дренаж в виде асбоцементных перфорированных труб диаметром 400 мм с трехслойным обратным фильтром вокруг нее.

Первый слой фильтра — отмытый крупнозернистый песок диаметром $0,15 \div 10$ мм с коэффициентом фильтрации $25 \div 30$ м/сут, толщина слоя 20 см; второй слой — мелкий гравий диаметром $5 \div 20$ мм, толщина слоя 20 см; третий — гравий средней крупности диаметром $20 \div 40$ мм, толщина слоя — 60 см.

Во избежание нарушения наружного слоя фильтра при намыве, последний защищался засыпкой из песка, намытого в теле плотины. Прослойки суглинка, встреченные на участках расположения трубчатого дренажа, полностью вскрывались котлованом призмы плотины до песков. Для предотвращения механической суффозии на входе грунтового потока в трубчатый дренаж, котлован ниже основания призмы был заполнен карьерным песком.

Через каждые 100 м на трубчатом дренаже расположены смотровые колодцы. Фильтрационная вода с озерного и пойменного участков дренажа плотины поступает в водосбросную канаву через сбросные трубы, расположенные через 200 м. Водосбросная канава трапециoidalного сечения, шириной по дну 1 м с заложением откосов 1 : 1,5, располагается в основании низового откоса и проходит в виде открытой траншеи вдоль плотины. Сброс воды в реку осуществляется сетью сбросных каналов. Проектом предусматривалось крепление водосбросной канавы монолитными армобетонными плитами только на озерном участке.

Летом 1965 г. при первоначальном наполнении Чардаринского водохранилища до отметок на 9—10 м ниже нормального подпертого уровня было обнаружено выклинивание фильтрационного потока на низовом откосе плотины, образование грифонов в нижнем бьефе плотины и в водосбросной канаве, с выносом грунта из тела и основания плотины сосредоточенными токами.

На озерном участке грифоны пробивали свежееуложенный бетон крепления канавы, что указывало на значительный градиент потока.

В наихудших условиях оказались участки водосбросной сети с наибольшим количеством грифонов в местах засорения песком перфорированной трубы в связи с механической суффозией. Особенно это проявлялось в местах со значительным содержанием мелких и пылеватых частиц в первом слое дренажа.

Появление грифонов свидетельствовало о том, что выполненный трубчатый дренаж не полностью перехватывал фильтрационный поток, а значительные градиенты обусловили заметную суффозию материала основания и тела плотины. Эти явления привели к необходимости внесения некоторых изменений в конструкцию водосбросной канавы. На озерном участке по дну канала был уложен двухслойный обратный фильтр, с выводом грунтовых вод через отверстия в бетонном креплении. Монолитное бетонное крепление откосов было заменено на сборное, уложенное по двухслойному фильтру.

На пойменном участке было принято решение произвести укладку двухслойного обратного фильтра по всему сечению дренажной канавы с заведением фильтра на откосы плотины на высоту до трех метров.

Из-за отсутствия на строительстве крупнозернистого песка, первый слой фильтра толщиной 25 см был выполнен из шагала, второй — толщиной 20 см — из крупного гравия.

Дренаж укладывался на действующие грифоны, что привело к частичному перемешиванию его с песком и пылеватыми частицами, которые выносились из-под основания.

При повторном наполнении водохранилища, начатом в сентябре 1965 г., выход фильтрационного потока в водосбросную канаву привел к возникновению оползней на откосах и образованию грифонов с выносом песка основания, особенно на участках канавы, неукрепленных обратным фильтром.

На озерном участке канаву почти полностью занесло песком. Разгрузочные отверстия в дне канавы были забиты и не работали.

Пригрузка водосбросной канавы шагалом не дала требуемого эффекта, так как шагал не смог служить обратным фильтром по своему грансоставу (из-за малого содержания в нем песчаных фракций). По мере выноса пылеватых частиц происходила кольяматация шагала и затухание грифонов.

Однако после этого грифоны появлялись в новом месте. Количество грифонов доходило до 300 штук. Для ликвидации выноса песка было разработано два варианта дополнительных дренажных мероприятий:

1. Устройство в водосбросной канаве самоизливающихся разгрузочных скважин, глубиной 12,5 м, диаметром 325 мм.

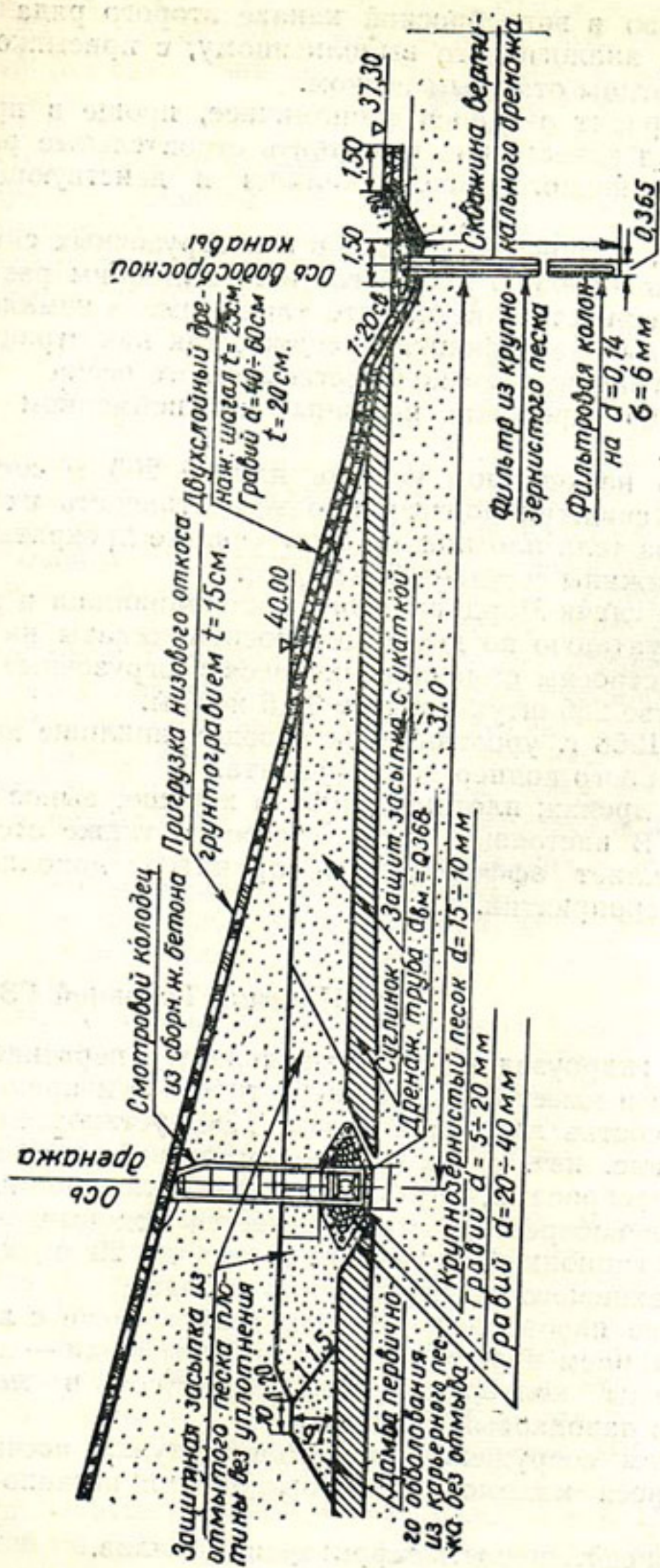


Рис. 32. Дренаж на пойменном участке плотины Чардаринского гидроузла.

2. Устройство в водосбросной канаве второго ряда трубчатого дренажа, аналогичного выполненному, с присыпкой низового клина плотины отмытым песком.

Первый вариант оказался экономичнее, проще в производстве и позволял качественно выполнить строительные работы в условиях наполненного водохранилища и действующих грифонов.

Кроме того, устройство фильтров в разгрузочных скважинах потребовало значительно меньшего (в 10 с лишним раз) содержания крупнозернистого песка, что также имело немаловажное значение при выборе варианта дренажа, так как строительство располагало ограниченным количеством такого песка.

Конструкцию дренажа плотины на пойменном участке см. на рис. 32.

Устройство на опытном участке длиной 200 м семнадцати разгрузочных скважин подтвердило эффективность их работы: вынос песка из тела плотины на этом участке прекратился. Дебит одной скважины составил 3—4 л/сек.

К моменту сдачи Чардаринского водохранилища в промышленную эксплуатацию по дну водосбросной канавы на всем ее протяжении устроены самоизливающиеся разгрузочные скважины в количестве 250 штук с шагом 12,5 и 25 м.

К началу 1968 г. уровень воды в водохранилище достиг отметки нормального подпертого горизонта.

При этом, дренаж плотины работал хорошо, вынос песка не наблюдался. В настоящее время суффозия также отсутствует, что подтверждает эффективность принятых дополнительных дренажных мероприятий.

г) Плотина Головной ГЭС

Головной гидроузел на р. Вахш является первенцем Вахшского каскада и имеет большое энергетическое и ирригационное значение. В состав гидроузла входят ГЭС, установленной мощностью 210 тыс. квт. с водосливной плотиной, донными и сифонными водосбросами, глухая земляная плотина из супеси. В верховой левобережной стенке имеется водовыпуск в Акгазинский ирригационный канал на расход до 20 м³/сек и водозабор для Вахшского азотно-тукового завода.

Наращение паводкового расхода реки в связи с ледниково-снеговым питанием происходит до середины июля — начала августа. Расходы колеблются от 150 м³/сек в межень до 3800 м³/сек в паводковый период.

Основанием сооружений гидроузлов служат песчаники, переслаиваемые маломощными горизонтами песчано-мергелистых глин.

Расчетная сейсмичность территории 8 баллов.

Гидроузел сдан в эксплуатацию в 1965 г. Созданное в верхнем бьефе водохранилище емкостью 95 млн. м³ было заилено в первый год временной эксплуатации. В связи с этим создается тяжелый наносной режим. Учитывая быстрое занесение верхнего бьефа и восстановление транзита донных наносов с крупностью, близкой к бытовой, в период создания Нурекского гидроузла, на Головной ГЭС между агрегатами устроены 6 донных водосбросов-промывников сечением 4 × 5 м.

Поверхности донных водосбросов облицованы армопанелями из бетона М-400, а вход и выход из них — чугунными плитами.

Здание ГЭС состоит из трех блоков: берегового и два русловых. В береговом левобережном блоке длиной 52 м размещены 2 агрегата, между ними криволинейный в плане водосброс-промывник с выходом на водобой русловых агрегатов и сифонный водосброс, встроенный в здание станции. При отметке НПУ верхнего бьефа пропускная способность сифона 120 м³/сек.

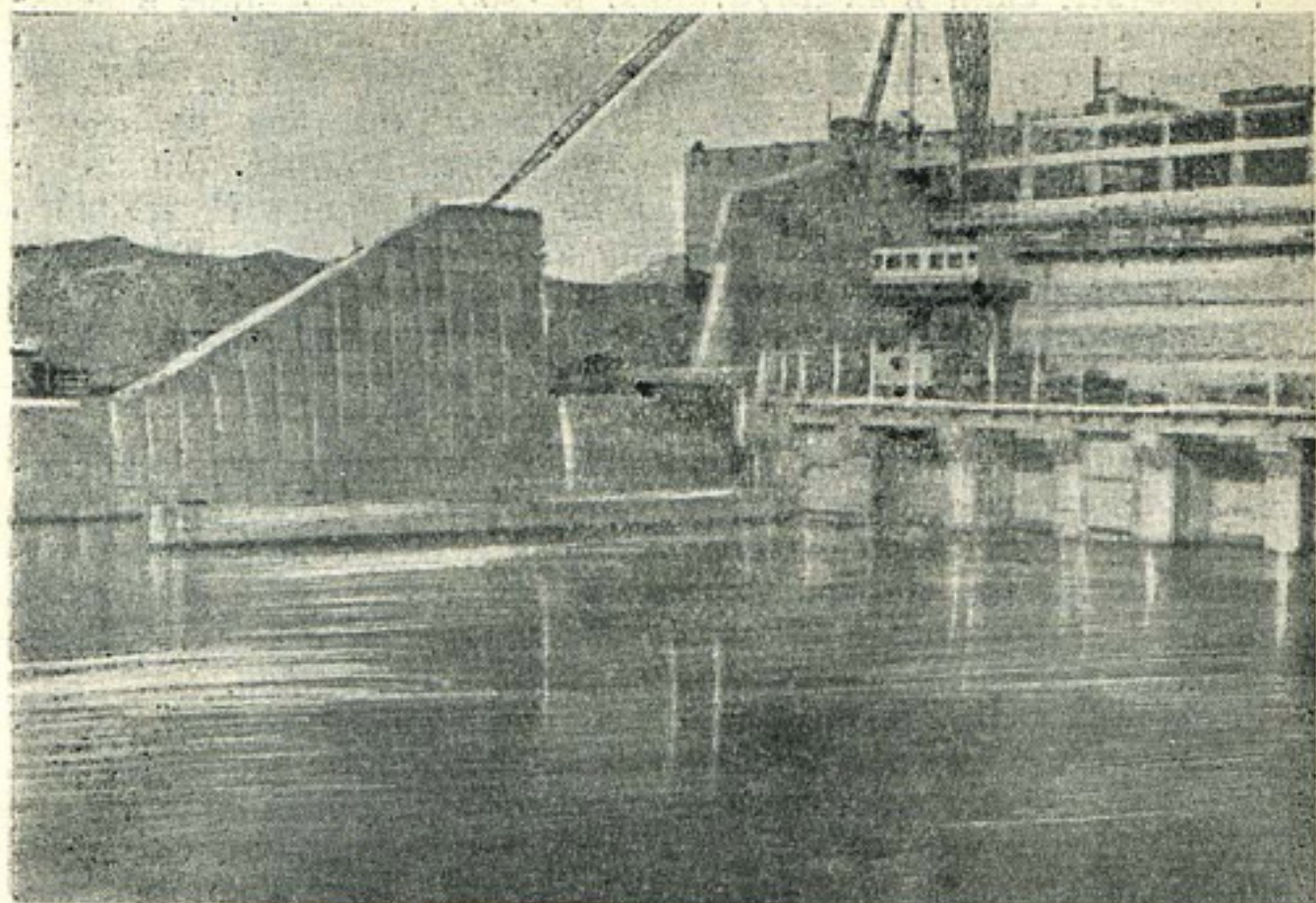
Береговой блок со стороны нижнего бьефа отделен от русловых блоков раздельной бетонной стенкой, сброс воды (общий расход 350 м³/сек) производится в соединительный канал длиной 3 км, выполненный в песчаниках без облицовки. Соединительный канал впадает в Вахшский магистральный канал — основную водную артерию Вахшской долины. В конце соединительного канала сооружен вододелитель для сброса излишков воды обратно в р. Вахш. Подключение ВМК к Головному гидроузлу позволило ликвидировать существующий ненадежный бесплотинный боковой водозабор в него, при котором значительная часть речных наносов попадала в канал.

В первом русловом блоке длиной 46 м расположены два агрегата и два донных водосброса, во втором длиной 54 м — два агрегата и три донных водосброса.

Справа от здания ГЭС расположена однопролетная бетонная водосливная плотина с пустотелой сливной частью, заполненной шагалом. Шестнадцатиметровый водослив предназначен для пропуска паводка в нормальных и чрезвычайных условиях эксплуатации. При напоре 13 м пропускная способность водосливной плотины составляет 2000 м³/сек.

Плотина оборудована секционным ремонтным и плоским сдвоенным рабочим затвором. Сдвоенный затвор позволяет осуществлять поверхностный сброс незначительных расходов при пропуске шуги и плавающего сора.

Со стороны верхнего бьефа сопряжение сооружений с берегами осуществлено в виде железобетонных стенок с разгрузочными консолями. В нижнем бьефе гидроузла выполнен бетонный водобой с низовым зубом глубиной 5 м. Продолжением водобоя служит короткий отводящий канал. Значительная часть бетонных сооружений гидроузла выполнена в сборно-монолитном виде с применением арматурно-опалубочных панелей.



Р и с. 33. Головная ГЭС на р. Вахше.
Вид на низовую правобережную стенку, выполненную с применением армо-
панелей.

(рис. 33) и плит перекрытия, что обеспечило легкое дифференцирование марок бетона по толщине сооружения, сравнительно гладкие и прочные поверхности (износоустойчивый бетон), а также привело к упрощению работ и некоторому их удешевлению.

К правобережному устою бетонной водосливной плотины примыкает глухая земляная плотина, состоящая из двух участков — правобережного пойменного, протяженностью 800 м и руслового — протяженностью 250 м. Земляная плотина максимальной высотой 32,5 м возведена из супеси гидромеханическим способом.

Устойчивость русловой части плотины, имеющей максимальную высоту, обеспечивается верховой и низовой упорными призмами из гравелисто-галечникового грунта. Низовая упорная призма выполняет роль дренажной и покрыта двухслойным песчаным фильтром с толщиной слоев по 0,5 м. Выше этих призм на русловом участке плотины и на всем протяжении верхового и низового откосов пойменной части плотины выполнена защитная пригрузка из гравелисто-галечникового грунта, которая служит одновременно обвалованием карт намыва. Толщина пригрузки по нормали к откосу со стороны верхнего бьефа 3,5 м, со стороны нижнего — 1,7 м. После возведения плотины вер-

ховой откос был дополнительно укреплен для защиты от волнобоя железобетонным экраном толщиной 20 см.

Первоначальный вариант предусматривал отсыпку плотины из галечников левобережного карьера. Однако эти грунты содержали большой процент мелких фракций и были суффозионно неустойчивы, поэтому перед укладкой требовалось предварительное фракционирование. На правом берегу необходимые объемы галечников в карьерах отсутствовали.

Супеси правобережных карьеров также оказались непригодными для укладки в тело плотины путем послойной отсыпки, так как они содержали до 40% пылеватых фракций.

Оба варианта требовали постройки моста через р. Вахш, поскольку бетонные сооружения гидроузла возводились на левом берегу. Там же находилась вся производственно-техническая база строительства.

В связи с этим был принят вариант возведения плотины гидромеханическим способом, который позволял вести работы изолированно от левого берега (требовалась только переброска через реку землесосов, труб и энергоустановок).

Отмыв мелких фракций при намыве позволил улучшить состав супеси и тонкозернистых песков, укладываемых в плотину, а предполагаемая раскладка фракций грунта при двухстороннем намыве давала возможность создать центральную противотрационную часть типа ядра.

Для намыва использовались грунты правобережного карьера (1 км от плотины), представляющие переслаивающуюся толщу супесей и тонкозернистых песков.

Возведение намывной плотины из такого мелкозернистого грунта в практике отечественного гидростроительства осуществлялось впервые.

Сейсмичность района, аварии нескольких намывных плотин из мелкопесчаных фракций (плотина Форт Пек, Александер и др.) и наличие в карьерном грунте большого количества глинистых и пылеватых фракций вызывало сомнения в отношении качества намывного тела плотины. В связи с этим на строительстве был произведен опытный намыв двух плотин на опытных участках для натурного определения физико-механических характеристик грунта, интенсивности и технологии намыва, водоотдачи грунта.

Опытная плотина № 1 намывалась надводным способом, имела высоту 6 м, ширину по основанию 100 м, по гребню 50 м.

Опытная плотина № 2 намывалась подводным методом. Для ее намыва был выполнен котлован в полувыемке-полунасыпи с размерами по дну 20 × 60 м и глубиной 3 м, который был залит водой на глубину 2,5 м.

Опытная плотина № 1 была намыта на территории карьера в зимнее время при температуре воздуха от 0 до +12°. Первичное обвалование высотой до 2 м было выполнено из

карьерной супеси. Намыв тела плотины проводился торцовым безэстакадным способом по схеме двустороннего намыва. Интенсивность намыва грунта при возведении составила 3,1 м/мес.

Намыв опытной плотины № 2 производился из того же карьера по трубам рабочего пульповода. После замыва части котлована были замерены подводные откосы. Было установлено, что подводный откос грунта имеет заложение в верхней части 1:4 и в нижней 1:10, среднее заложение составило 1:6. Во время намыва на дне котлована отложился слой ила толщиной до 1 м, консолидация которого проходила продолжительное время.

Для определения характеристик намывных грунтов отбирались пробы с поверхности после намыва каждого слоя и из центральной части. В результате анализа проб было установлено, что боковая зона опытной плотины № 1 сложена из тонкозернистого загрязненного песка. В центральной зоне чередуются прослойки тонкозернистого песка с прослойками ила, содержащего 8—14% глинистых и 50—60% пылевидных фракций. Средний объемный вес скелета песка в боковой зоне составлял 1,55 т/м³, тогда как объемный вес грунта в карьере был 1,48 т/м³. Объемный вес скелета намывного песка в предельно рыхлом сложении составлял 1,3 т/м³, в предельно плотном — 1,72 т/м³. Среднее значение угла внутреннего трения — 30°.

Пробы ила из центральной части опытной плотины № 1 имели влажность 38%, объемный вес 1,32 т/м³ и характеризовались углом внутреннего трения $\text{tg } \varphi = 4^\circ$, при $C = 0$.

Пробы, отобранные через 3 месяца после намыва из того же шурфа с глубины 3,5 м при влажности 33—35% и объемном весе скелета 1,37 т/м³, — угол внутреннего трения равнялся 5°30' и $C = 0$. Пробы с глубины 5,5 м при влажности 28,5% и объемном весе 1,52 т/м³ показали угол внутреннего трения 11°30' и незначительное сцепление. Очевидно происходило уплотнение грунта под действием собственного веса, уменьшение пористости и влажности, в связи с чем повысилось сопротивление сдвигу.

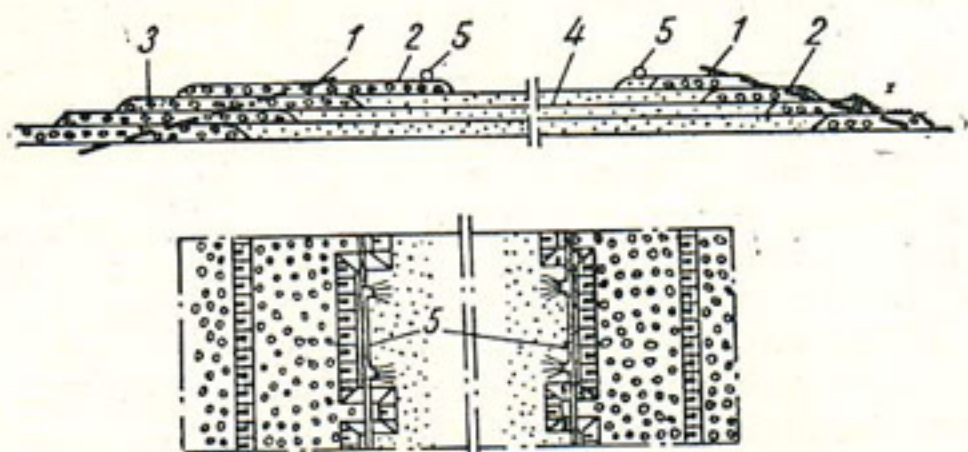
Исследование гранулометрического состава намывного грунта в шурфах свидетельствует о раскладке его по зонам: боковая зона состояла из мелкозернистого песка; центральная зона — из прослоек тонкозернистого песка и ила.

В центральной зоне коэффициент фильтрации составил в среднем 0,36 м/сут. Илистые прослойки имели коэффициент фильтрации 0,0017 м/сут.

Результаты анализа проб на опытной плотине № 2, выполненной путем подводного намыва, показали, что вблизи выпуска отложился мелкозернистый песок, вдали от него — супесь со слоем илов толщиной до 1 м. При подводном намыве грунт укладывается менее плотно, чем при надводном. Объемный вес ске-

лета грунта при подводном намыве оказался в среднем $1,45 \text{ т/м}^3$ (при надводном $1,55 \text{ т/м}^3$).

Опытные работы показали, что торцевой намыв неэффективен, поскольку при нем наблюдалась интенсивная сегрегация материала вдоль оси плотины. По этой же причине не удалось намывать грунт из нескольких торцов последних труб распреде-

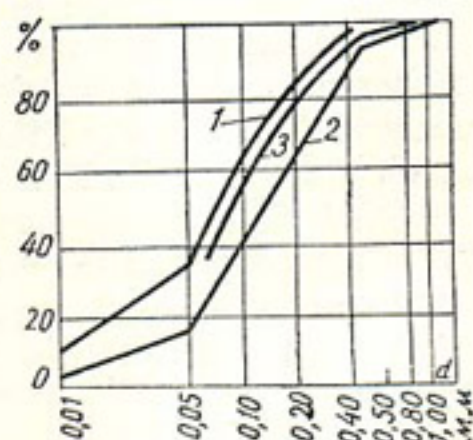


Р и с. 34. Технологическая схема намыва мелкого супесчаного грунта в плотину головной ГЭС.

1 — проектный профиль намыва; 2 — галечниковые призмочки пригрузки откосов, отсыпаемые до намыва и служащие обвалованием; 3 — галечниковые призмочки, пригрузки откосов с верховой стороны плотины, отсыпавшиеся после намыва; 4 — намывный грунт; 5 — распределительный пульповод, уложенный на выступах пригрузки.

лительного пульповода, которые были рассоединены и несколько отодвинуты друг от друга. Намыв по этой схеме приводил к тому, что под торцами образовывались конусы грунта, а между ними мелкозем. При низконапорном намыве чрезвычайно трудоемкой и затяжной оказалась операция перемонтажа труб.

В результате ряда испытаний был найден способ намыва, вполне удовлетворяющий условиям возведения плотины. Трубы укладывались на дамбочки высотой 1 м, расположенные через несколько метров друг от друга. Эти короткие «подсыпки» отсыпались перпендикулярно дамбам обвалования и несколько вдавались в намывное тело плотины. Выпуск пульпы производился из специальных выпусков, оборудованных задвижками (рис. 34). Намыв грунта велся по двухсторонней схеме слоями высотой 30 см. При этом крупные фракции относительно равномерно откладывались вдоль галечниковых дамб обвалования, образуя боковые призмы плотины из мелкозернистого песка, содержащего 15—25% пылеватых фракций и до 3% глинистых.



Р и с. 35. Грансостав грунта плотины Головной ГЭС. 1 — центральная часть; 2 — боковые зоны; 3 — карьер.

Центральная часть, с неявно выраженными границами, содержит 30—40% пылеватых и до 9% глинистых. Кривые грансостава тела плотины Головной ГЭС представлены на рис. 35.

Объемный вес скелета грунта боковых зон составил 1,56—1,68 т/м³ (проектный 1,54 т/м³), центральной части 1,50 ÷ 1,56 т/м³ (проектный 1,52 т/м³). Водопроницаемость грунта боковых зон в вертикальном направлении характеризуется средним коэффициентом фильтрации 0,4—0,6 м/сут, в центральной части 0,33—0,4 м/сут. В горизонтальном направлении коэффициент фильтрации грунта боковых зон составил 0,45—0,99 м/сут. В русловой части плотины коэффициент фильтрации материала верховой боковой зоны несколько выше, чем низовой. Это вызвано по-видимому, вымывом глинистых и пылеватых фракций из верховой боковой зоны фильтрационным потоком со стороны верхнего бьефа — гидроузла.

Угол внутреннего трения грунта боковых зон 25—33°.

Исследования деформируемости грунта, выполненные на компрессионных приборах, показали, что в боковых зонах грунт при вертикальной нагрузке до 6 кг/см² уплотняется до объемного веса 1,76 т/м³. Грунт центральной зоны при той же нагрузке уплотняется до объемного веса 1,68 т/м³. Таким образом, будет происходить консолидация намывного грунта во времени под действием собственного веса.

Через 2 года после окончания намыва правобережной части плотины при полностью наполненном водохранилище были проведены исследования степени консолидации намывных грунтов. Исследования показали, что за прошедшее время влажность уменьшилась на 3%, плотность увеличилась на 0,03 т/м³.

Выполненная из мелкозернистых песков с большим содержанием мелкозема (супеси) намывная плотина при наличии указанной выше пригрузки оказались сейсмостойкой. Отрыв мелких фракций составил 20—40%.

Так, в процессе намыва верхних карт недостроенная плотина, находясь под напором, успешно перенесла землетрясение силой 6,5 баллов. Стоимость сооружений намывной плотины оказалась на 15% ниже по сравнению с вариантом насыпной.

Опыт возведения намывной плотины Головной ГЭС из супеси, содержащей значительное количество мелкозема, в сейсмически активном районе показал надежность и целесообразность этого типа плотин при правильно назначенной конструкции сооружения.

д) Плотина Тюямуюнского гидроузла

Тюямуюнский гидроузел располагается на р. Амударье в теснине Тюямуюн. Он предназначен для:

а) обеспечение сезонного регулирования стока р. Амударьи в интересах всех водопотребителей низовьев реки, включая Та-

хиаташский гидроузел и дельту; б) обеспечение гарантированного водозабора в левобережный и правобережный магистральные каналы и уменьшение поступления в них наносов; в) обеспечение необходимых попусков воды для Тахиаташского гидроузла; г) создание благоприятных условий для борьбы с дейгишем ниже створа гидроузла; д) автодорожного и железнодорожного переезда через р. Амударью; е) получение электроэнергии.

Гидроузел расположен в зоне сухого резко континентального климата пустынь. Максимальный паводковый расход 0,01% обеспеченности — 13300 м³/сек, среднегодовой расход в рассматриваемом створе 1900 м³/сек.

Зимний режим реки в теснине Тюямуюн характеризуется непродолжительными, малоустойчивыми ледовыми образованиями. Средняя продолжительность шугохода 17 дней в году. Воды реки несут наносы, среднегодовое количество которых составляет 230 млн. т. Донные наносы представляют собой песок $d = 0,5$ мм.

Створ гидроузла расположен в месте, где река прорезает Тюямуюнскую гряду. Гряду слагают в основном верхнемеловые породы литологически представленные известняками, песчаниками, слабосцементированными песками и алевроитами (общая мощность 40—50 м).

Основанием бетонных сооружений служит пласт трещиноватых известняков, имеющий мощность в среднем 12 м. Известняки характеризуются неоднородностью и непостоянством физико-механических свойств.

Земляная плотина имеет в основании аллювиальную толщу мощностью 60—70 м, залегающую на размытой поверхности верхнемеловых и палеогенных отложений. Русловой аллювий представлен средне- и мелкозернистыми песками. Сейсмичность района 5 баллов.

Перегораживание сооружения гидроузла создадут русловое и три наливных водохранилища общей полной емкостью 7,8 млрд. м³, из которых 5,27 млрд. м³ составляет полезная.

В состав Тюямуюнского гидроузла входят: бетонная водосбросная плотина, водозаборные регуляторы для правобережного и левобережного магистральных каналов, земляная плотина и дамбы, гидроэлектростанция.

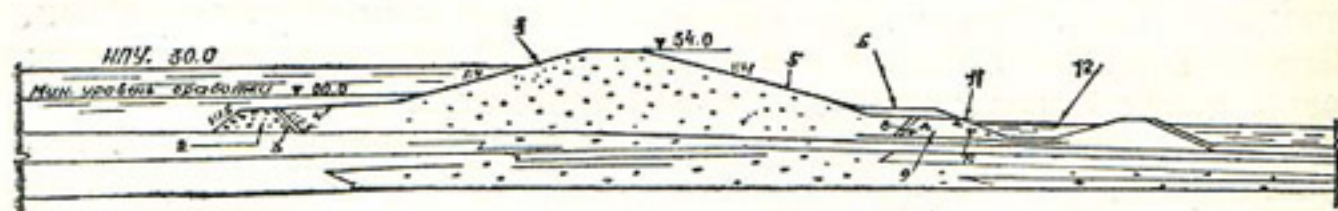
Водосбросная бетонная плотина имеет общую длину 160 м. Максимальный напор составляет 23 м. Водосбросная плотина имеет 12 донных водосбросных отверстий размером 6,5 × 12,0 м. Удельный расход на водобое 54 м³/сек на 1 п. м.

Левобережный водозаборный регулятор расположен в створе напорного фронта гидроузла. Для борьбы с завлечением наносов порог регулятора поднят и предусмотрены донные промывные галереи сечением 2,5 × 5,0 м, через которые насыщенный наносами поток поступает в нижний бьеф.

Правобережный водозаборный регулятор расположен под углом к напорному фронту гидроузла с вынесением водозаборных отверстий в сторону верхнего бьефа на участке сопрягающих стенок. Для борьбы с завлечением донных наносов при водозаборе предусмотрен поднятый порог и донные промывные галереи по аналогии с левобережным регулятором.

Гидроэлектростанция совмещена с донными водосбросами. Общая установленная мощность ГЭС 160 тыс. квт., число агрегатов — 6. Гидроэлектростанция работает в ирригационном режиме с суточным регулированием.

Земляная плотина имеет общую длину по гребню 550 м и создает напор 23 м. Плотина намывается из песка и имеет расплас-



Р и с. 36. Разрез по русловой части земляной плотины.

1 — железобетонные плиты 0,3 м, двухслойный фильтр 0,3 м; 2 — каменный банкет; 3 — фильтровая смесь 1,0 м; 4 — железобетонные плиты 0,2 м. Двухслойный фильтр 0,3 м; 5 — щебень 0,15 м; 6 — заполняется горной массой; 7 — трехслойный обратный фильтр 0,5 м; 8 — фильтровая смесь 1,0 м; 9 — каменный банкет; 10 — каменный шлейф 1,0 м; 11 — выравнивающий слой щебня по камню толщиной 0,25 м; 12 — правобережный канал на русловом участке земляной плотины.

танный профиль. Заложение верхового и низового откосов плотины составляет 1 : 4. Плотина имеет верховую и низовую упорные призмы из каменного материала. Низовая упорная призма одновременно является дренажной, в связи с чем она сопрягается с телом плотины обратным фильтром.

Верховой откос укреплен железобетонными плитами $t = 0,3$ м по слою обратного фильтра. Низовой откос укреплен слоем щебня.

Конструкция земляной плотины представлена на рис. 36.

Для сопряжения основных сооружений гидроузла с правым и левым берегами реки служат песчаные дамбы общей длиной 31 400 м и наибольшей высотой 17 м.

§ 2. НАСЫПНЫЕ ЗЕМЛЯНЫЕ ПЛОТИНЫ

а) Гидроузел Каттакурганского водохранилища

Каттакурганская водохранилищная плотина образует наливное водохранилище, предназначенное для сезонного регулирования стока р. Зарафшан. Под чашу водохранилища использована котловина, образованная при слиянии двух саев.

Полная емкость водохранилища 662 млн. м³, полезная 638 млн. м³, мертвый объем 24 млн. м³.

Высота призмы сработки 18 м. Расчетный срок службы водохранилища 100 лет.

Створ плотины сложен третичными и четвертичными породами. Третичные породы расположены на глубине 30—35 м от дна котловины и представлены красными глинами с примесью песка. На неровно размытой поверхности третичных пород залегают толща четвертичных отложений в виде лёссовидных суглинков, супесей и песков. Мощность этих отложений 20 ÷ 60 м.

В состав водохранилищного гидроузла входит земляная насыпная плотина из суглинка и башенный водовыпуск. Строительство плотины было начато в 1940 г. и окончено в 1953 г. Попуски воды из водохранилища производятся через башенный водовыпуск. От башни отходит безнапорная труба, которая проходит в теле плотины. Скорости в ней достигают 5,2 м/сек. Выходная часть трубы заканчивается распылителем длиной 43 м. Общая длина водовыпускных сооружений 322 м. Пропускная способность водовыпуска 126 м³/сек. Напор над порогом водослива 19,3 м. Сопряжение трубы с отводящим каналом осуществлено с помощью направляющих стенок и колодца.

Земляная плотина имеет максимальную высоту 28,6 м, ширину верха 5 м и длину по гребню 3,9 км.

Верховой откос имеет переменное заложение от 1 : 3 до 1 : 4 и укреплен каменной наброской. Низовой откос не укреплен, имеет заложение от 1 : 3 до 1 : 5. В пределах высачивания кривой депрессии откос пригружен наклонным фильтром. Для отвода ливневых вод вдоль низового откоса плотины устроены водосборные канавы в несколько ярусов.

В течение 1940—1941 гг. в тело плотины было уложено 1,9 млн. м³ грунта из общего объема 5,72 млн. м³, отсыпка велась сокращенным профилем. С началом войны строительство было остановлено. Плотина к этому времени была доведена до отметки 95,5, что обеспечило возможность накопления воды в водохранилище до 100 млн. м³. В 1946 г. работы по строительству плотины возобновились. К октябрю 1950 г. плотина была доведена полным профилем до проектных отметок.

Грунт в тело плотины отсыпался слоями толщиной от 15 до 30 см и уплотнялся кулачковыми катками. Увлажнение карьерного грунта до влажности 14—17% производилось непосредственно в карьере. Грунт тела плотины характеризуется следующими физико-механическими свойствами: удельный вес 2,67—2,71 т/м³, объемный вес 1,16—1,8 т/м³, угол внутреннего трения грунта не нарушенной структуры при полном водонасыщении 26—27°, сцепление — 0,07 кг/см².

При возведении плотина была разбита на 5 зон, для каждой из которых были даны предельные величины объемного веса грунта при укладке и после доуплотнения.

В 1946 г. велись работы по укладке IV и V зон, для которых была задана плотность при укатке $1,63 \text{ т/м}^3$ и после доуплотнения $1,7 \text{ т/м}^3$.

При укладке грунта в III зону плотины была достигнута плотность $1,73 \text{ т/м}^3$.

В 1949 г. возводилось тело плотины с отметки от 104 до 108. При контроле качества уплотнения количество проб грунта, с объемным весом близким к проектному, составило 10%, плотность грунта остальных проб была значительно больше. К 1950 г. возведение плотины I очереди до отметки 111,5 было завершено.

Плотина второй очереди характеризуется плотностью при укладке $1,6—1,8 \text{ т/м}^3$, при влажности грунта от 12 до 20%.

В июле 1949 г. в районе левого борта плотины были обнаружены трещины, секущие плотину под небольшим углом к оси. В начале волосяные, они довольно быстро расширялись до нескольких сантиметров.

Трещины прорезали всю уложенную толщу грунта плотины. Одна из них прослеживалась за пределами плотины. Трещины были вскрыты траншеями, которые потом засыпались грунтом оптимальной влажности слоями 7—8 см с ручным трамбованием до объемного веса $1,75 \text{ т/м}^3$. Крупная трещина в теле плотины над трубой водовыпуска была замята песчано-глинистой пульпой. Кроме того, в период консервации строительства (1940—1946 гг.) в плотине образовалось значительное количество трещин, достигавших глубины несколько метров. В 1946 г. все трещины были заделаны грунтом с уплотнением вручную.

Наблюдения за осадками показали, что в береговых частях плотины при высоте ее до 15 м осадка превышает 15 см, а в русловой части — 40 см. Изучение динамики осадки в период с 1950 г. по 1954 г. показало, что в пойменной части осадка основания в среднем составила 31 см при максимальной до 51 см.

При этом в первый год осадка составила 21 см, в последующие 2 года — 10 см, далее осадка практически отсутствовала. В береговых частях плотины максимальная осадка за четыре года наблюдений достигла 70 см и происходила неравномерно, как по длине, так и по времени. Неравномерность осадки основания береговых частей плотины объясняется неодинаковой толщиной сжимаемых грунтов в основании и неодновременным воздействием на них фильтрационного потока.

В процессе эксплуатации обнаружена также осадка трубы водовыпуска. Самая большая осадка (31 см) произошла в шестой секции, расположенной под гребнем плотины. Неравномерность осадки была учтена в проекте водовыпуска. Шестая секция заложена выше других.

На низовом незакрепленном откосе получили развитие явления размыва дождевыми потоками. Глубина размыва мес-

тами достигла 1,8 м, промоины доходили до основания плотины. Нередко такие размывы носили характер глиняного карста.

Устройство водосбросных канавок сократило, но не ликвидировало это явление.

Район водохранилища характеризуется ветрами с максимальной скоростью до 30 м/сек. В результате воздействия ветровой волны (высотой до 1 м) в 1953 г. была разрушена значительная часть каменной облицовки верхового откоса плотины. Эти разрушения повторяются довольно часто.

Наполнение водохранилища вызвало подъем грунтовых вод на близлежащей территории. Дренажная конструкция плотины не перехватывает всего фильтрационного потока, движущегося в основании и в обход плотины.

Наблюдается выклинивание воды выше отметки дренажной призмы, вызывающее заболачивание береговых склонов и территории в нижнем бьефе плотины, прилегающей к её основанию.

В настоящее время намечается ряд мероприятий по понижению уровня грунтовых вод в нижнем бьефе плотины.

б) Плотина Чимкурганского водохранилища

Чимкурганское русловое водохранилище расположено в среднем течении р. Кашкадарьи и размещается на территории УзССР в Камашинском районе Сурхандарьинской области. Введено во временную эксплуатацию в 1960 г.

Водоохранилище предусматривает сезонное и в перспективе — многолетнее регулирование стока р. Кашкадарьи в целях повышения водообеспеченности оросительных систем и развития орошения в Камашинском, Гузарском, Каршинском, Бешкентском и Кассанском районах.

Водохозяйственными расчетами установлена возможность увеличения площадей нормального орошения до 77 тыс. га. Для орошения этих земель будут использоваться не только воды Чимкурганского водохранилища, но и расходы, сбрасываемые из Гузара и подаваемые из Зарафшана по каналу Иски-Ангар.

Район строительства водохранилища расположен в средней части обширной межгорной котловины, ограниченной с северо-востока Зарафшанским и с юго-востока — Гиссарским хребтами.

Полный объем водохранилища составляет 500 млн. м³; полезный объем — 450 млн. м³; мертвый объем — 50 млн. м³; площадь зеркала при НПГ — 49,2 км²; длина водохранилища — 17,5 км; ширина водохранилища у плотины — 5,5 км; отметка НПГ — 88,20; отметка МПГ — 89,25; отметка ГМО — 71,00; максимальная глубина — 30 м; средняя глубина — 15 м.

Чаша водохранилища размещается в долине р. Кашкадарья и занимает пойму и пять речных террас. Грунты, слагающие ложе водохранилища, представлены в основном средними и тяжелыми суглинками, и только пойма, шириной до 300 м, сложена песчано-галечниковыми грунтами.

Наполнение водохранилища до 88,20 создает подпор грунтовых вод. Глубина залегания грунтовых вод в пойме изменяется от 0 до 0,5 м. На первой террасе грунтовые воды залегают на глубине от 0,5 до 2,0 м, на второй — 1,5 ÷ 3,0 м, на третьей — 3,0 ÷ 10 м, на четвертой — 10 ÷ 16 м и на пятой — свыше 16 м. Общее направление грунтового потока в долине идет с обоих берегов к реке и вдоль нее. Фильтрация из водохранилища происходит через плотину и в обход ее.

В геологическом строении район строительства характеризуется породами третичного и четвертичного возраста.

Третичные отложения представлены слоистой толщей маргелистых красных глин и песчаников. Эти отложения на пятой террасе залегают на глубине 91—136 м. В осевой части долины эти отложения не вскрыты; по всей вероятности они размыты рекой и залегают ниже разведанной глубины. Породами четвертичного возраста сложена предгорная равнина и речные террасы. Из отложений речных террас пятая имеет сложное геологическое строение. С поверхности и на глубине до 50 м на левом берегу и 108 м на правом берегу она сложена лёссовидными суглинками, которые подстилаются переслаивающимися песками, галечниками с примесью суглинка.

Четвертая терраса в основном сложена пестрой толщей песчано-галечниковых отложений общей мощностью 8—20 м. Они покрыты средними пылеватыми суглинками с прослойками глин, реже супесей. С поверхности суглинки макропористые с объемным весом 1,31—1,47 т/м³. Мощность макропористых суглинков от 3—4 до 8 м.

В теле четвертой террасы сформировались более молодые террасы — первая, вторая и третья.

Покровный слой первой террасы представлен суглинками и супесями толщиной 1—2,5 м.

Песчано-галечниковые отложения третьей террасы имеют мощность от 1 до 8—10 м, второй террасы — от 0,5 до 3,5 м.

Пойменная терраса реки сложена русловым аллювием (песок, галечник). Мощность пойменных отложений составляет 3—4 м. Ниже обычно залегают песчано-галечниковые, редко мелкоземистые, отложения верхних террас.

В районе водохранилища наибольшее распространение имеет лёсс пятой террасы, лёссовидные суглинки четвертой, глины третьей и второй террас и песчано-галечниковые отложения.

Грунты близки по своему грансоставу и имеют коэффициенты фильтрации одного порядка. Так, лёссы пятой террасы в

верхней макропористой толще имеют $K_f = 0,3-0,5$ м/сут, в нижней части грунты уплотненные и $K_f = 0,16$ м/сут.

Песчано-галечниковые отложения характеризуются большим разнообразием механического состава (от галечников до тонкозернистых песков), вследствие чего величина коэффициента фильтрации колеблется от 0,89 до 32,8 м/сут.

Река Кашкадарья относится к рекам снегового питания. Нарастание расходов начинается в феврале — марте и достигает максимума в апреле, после чего начинается спад паводка. Минимальные расходы в августе — сентябре. Годовой сток колеблется от 398 до 1440 млн. м³. Максимальные замеренные расходы от 44 до 338 м³/сек.

Годовой сток взвешенных наносов колеблется от 208 до 4410 тыс. т и в среднем составляет 1700 тыс. т; донных — $4,8 \div 4,2\%$ от взвешенных.

За расчетный сток источника принят год 75% обеспеченности со стоком 708,1 млн. м³, из которого на вегетационный период приходится 389 млн. м³.

Исходя из среднего многолетнего стока взвешенных наносов в количестве 1111 тыс. м³ в год и 5% донных наносов, ежегодный объем заиления составляет 1165 тыс. м³/год.

Заиление мертвого объема может произойти за 42 года, а всего объема водохранилища через 417 лет.

В состав основных сооружений водохранилища входят: земляная плотина, башенный водовыпуск, совмещенный с катастрофическим сбросом, головные регуляторы левобережного и правобережного каналов, расположенные в нижнем бьефе водовыпусков, поселок и автодорога до райцентра Камаша.

Плотина и башенный водовыпуск относятся ко II классу капитальности, остальные сооружения — к III. Сейсмичность створа 6 баллов. Разрезы по сооружениям гидроузла представлены на рис. 37.

Земляная плотина имеет длину по гребню 7,5 км и ширину 6,0 м. Наибольшая высота плотины составляет 33 м.

Тело плотины состоит из массивной суглинистой центральной части, пригруженной со стороны верхового и низового откоса гравелисто-песчаными призмами.

В центральной части суглинистая часть тела плотины возводилась способом механического уплотнения. В примыкании к бортам использовался способ отсыпки суглинистого грунта в воду.

В основании низовой гравелисто-песчаной призмы был уложен ленточный дренаж толщиной 0,5 м. Ленточный дренаж состоит из 2-х продольных полос галечникового грунта. Ширина продольной полосы со стороны верхнего бьефа составляет 10 м, со стороны нижнего бьефа — 3 м.

Продольные «ленты» соединены между собой поперечными полосами из галечниковой отсыпки.

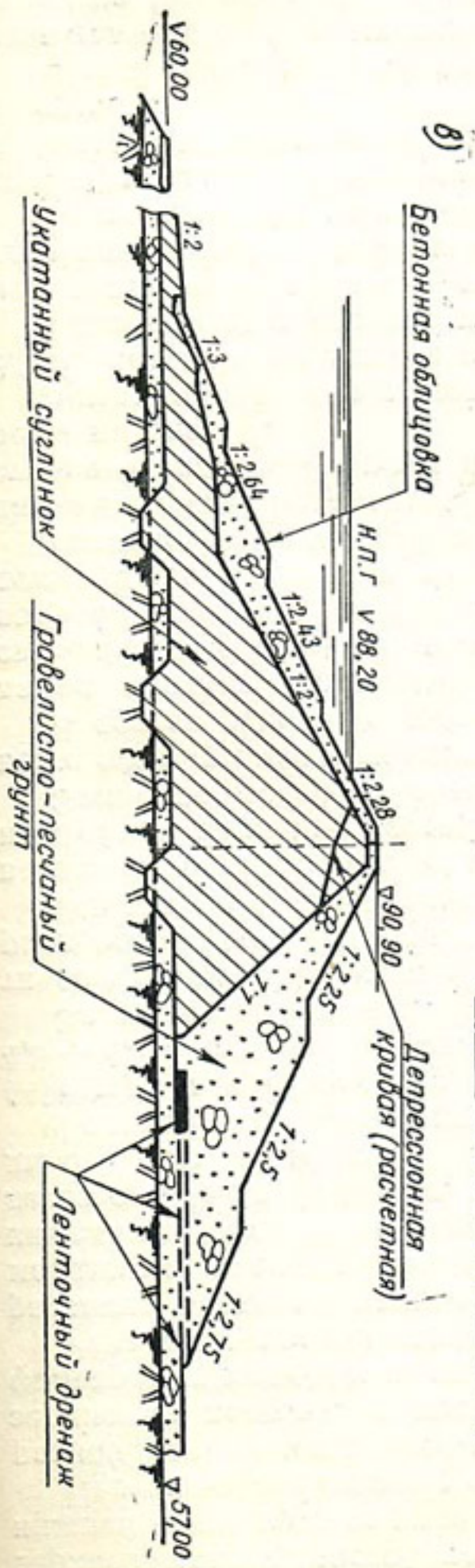
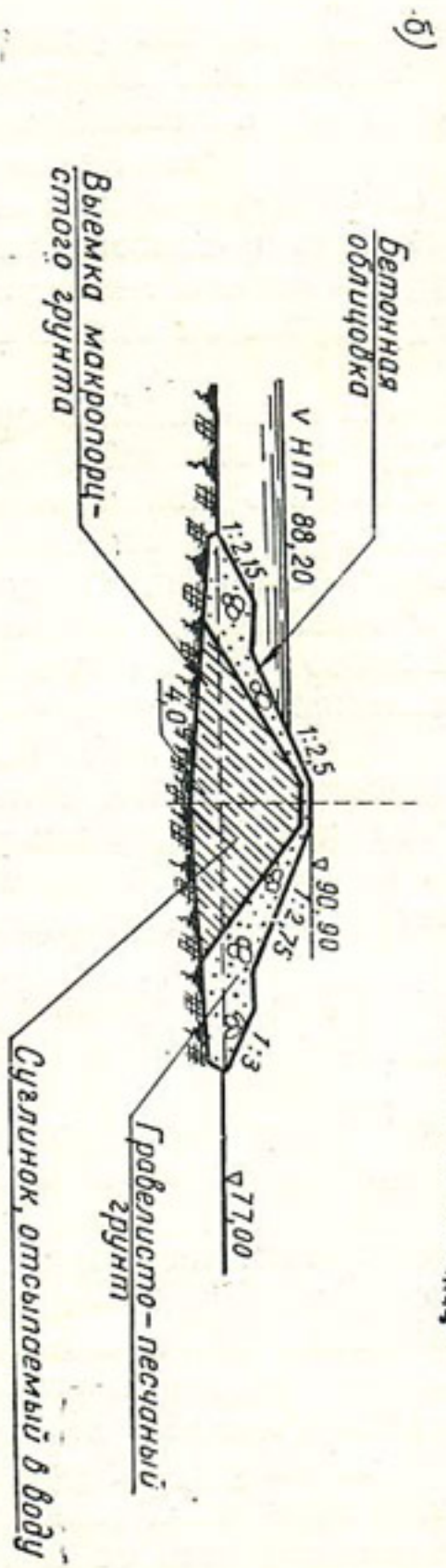
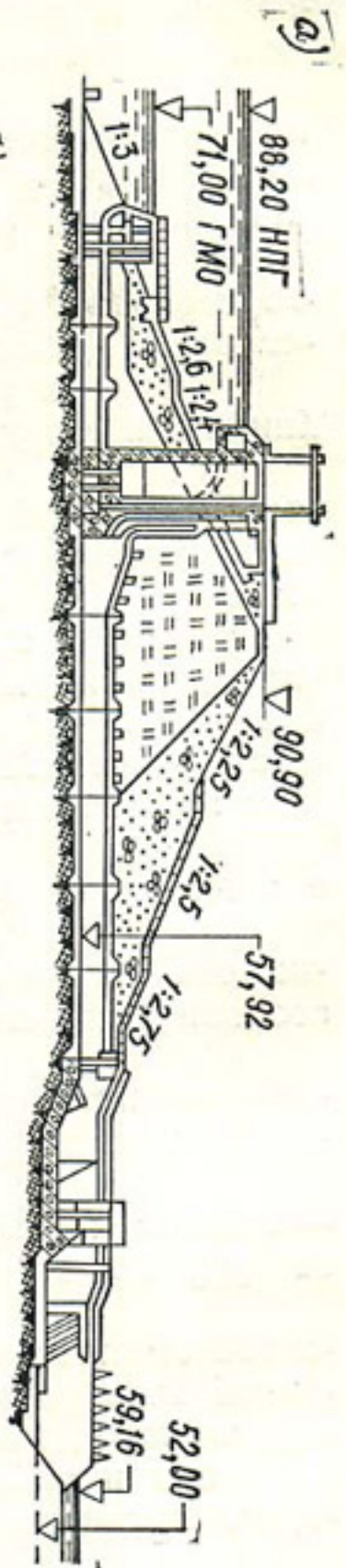


Рис. 37. Плотина Чинкурганского водохранилища. а) Продольный разрез плотины и башенного водоподпуска, б) Поперечный разрез по береговой части, в) Поперечный разрез по

Верховой откос плотины облицован армированным бетоном. В процессе возведения плотины за геотехническими показателями уложенного грунта велся контроль с помощью шурфов. Данные по характерным шурфам представлены в табл. 9, 10 и 11. Контроль показал неравномерность уплотнения грунта тела плотины в отдельных случаях и недоуплотнение грунтов основания.

Таблица 9
Шурф № 8

№№ пп	Глубина, м	Объемный вес, т/м ³		Влаж- ность, в %	Примечания
		влажность грунта	скелет грунта		
1	2	3	4	5	6
1	0,25	2,04	1,70	19,57	
2	0,75	1,88	1,55	21,35	
3	1,00	1,82	1,50	20,75	
4	1,25	1,95	1,66	17,20	
5	1,50	1,89	1,60	17,80	
6	2,00	1,93	1,63	18,20	
7	2,25	2,07	1,75	17,91	
8	2,50	1,72	1,47	17,12	
9	2,75	2,06	1,74	17,70	
10	3,00	1,98	1,70	15,73	
11	3,50	1,99	1,71	16,25	
12	4,00	1,82	1,57	15,60	
13	4,50	2,06	1,80	14,47	
14	5,00	2,06	1,79	14,80	
15	5,50	1,97	1,74	13,00	
16	6,00	2,19	1,92	14,30	включен. коренных пород
17	6,25	1,88	1,57	20,30	
18	6,50	1,66	1,38	20,50	
19	6,75	1,74	1,42	22,27	неоднородное уплотнение основания
20	7,00	1,60	1,30	23,37	
21	7,25	1,63	1,39	17,50	
22	7,50	1,71	1,40	21,77	

Строительство основных сооружений водохранилища (земляной плотины и башенного водовыпуска) было начато в январе 1958 г. В феврале 1963 г. Чимкурганское водохранилище было сдано в постоянную эксплуатацию.

После первого опорожнения водохранилища в результате месячной замочки на правобережном участке произошла просадка лёссовой толщи основания, вызвавшая образование трех поперечных трещин по всей высоте насыпи шириной раскрытия 5—8 см, несмотря на проведение предварительной замочки основания.

Второе наполнение водохранилища вызвало интенсивное выклинивание фильтрационного потока в нижнем бьефе. Выклинивание наблюдалось в виде ключей суммарным расходом

Таблица 10
Шурф № 11

№№ пп	№№ выработки	Объемный вес влаж- ного грунта	Объемный вес скеле- та	Влаж- ность в %	Примечания
1	2	3	4	5	6
1	0,25	1,89	1,59	19,46	в небольшом количестве конкрец. $d = 3-8$ мм $d = 6$ мм
2	0,50	1,84	1,59	16,00	
3	0,75	1,65	1,42	15,61	
4	1,25	1,67	1,52	10,43	
5	1,50	1,97	1,73	13,75	
6	1,75	1,85	1,63	13,45	
7	2,00	1,74	1,57	11,02	
8	2,25	1,98	1,70	16,45	
9	2,50	2,07	1,80	14,72	
10	2,75	1,86	1,69	16,55	
11	3,00	1,75	1,47	19,36	
12	3,25	1,82	1,60	13,55	
13	3,50	1,81	1,61	11,58	
14	3,75	1,80	1,60	12,26	
15	4,00	1,90	1,69	12,24	
16	4,25	1,92	1,68	13,57	
17	4,50	1,83	1,66	10,19	
18	4,75	1,81	1,64	10,08	
19	5,00	1,79	1,67	7,27	
20	5,25	1,78	1,52	16,89	
21	5,50	1,84	1,63	13,19	
22	5,75	1,77	1,50	18,04	
23	6,00	1,74	1,52	14,42	

136 л/сек с явными признаками суффозии. Для уменьшения фильтрации и прекращения суффозионных явлений в основании плотины были осуществлены следующие мероприятия:

а) устроен развитый уплотненный суглинистый понур, для чего перепахано и укатано суглинистое дно чаши в верхнем бьефе плотины по ширине 50 м от подошвы на участке от пк 37 ÷ 00 до пк 46 ÷ 00. Затем дополнительно уложен суглинок слоем 0,5 м с уплотнением;

б) на пк 37 + 00 в верхнем бьефе плотины песчано-гравийное обнажение на уступе между II и III террасами прикрыто отсыпкой суглинка в воду слоем 5 м, полосой 5 м, на ширине 50 м от плотины.

К моменту третьего наполнения водохранилища был осуществлен закрытый дренаж на участке от пк 35 до пк 44, который не прекратил выклинивание фильтрационных вод за дренажем.

При обследовании в октябре 1965 г. были обнаружены трещины в покровных суглинках третьей террасы вдоль верхового откоса плотины на трех участках — от пк 42 до пк 43 + 70; от пк 45 + 80 до пк 48 + 10 и от пк 52 + 00 до пк 54 + 30.

Таблица 11
Шурф № 12

№№ пп	Глубина, м	Объемный вес влаж- ного грунта	Объемный вес скеле- та	Влаж- ность, в %	Примечания
1	2	3	4	5	6
1	0,00	2,10	1,78	17,89	
2	0,50	1,98	1,70	15,63	
3	1,00	2,10	1,84	13,71	
4	1,50	1,89	1,64	15,45	
5	2,00	2,07	1,82	14,44	
6	2,25	1,88	1,63	15,18	
7	2,50	2,09	1,80	16,05	
8	3,00	1,98	1,69	17,20	
9	3,50	1,74	1,46	19,05	
10	3,75	1,92	1,65	15,73	
11	4,00	1,88	1,58	18,58	
12	4,25	1,84	1,60	14,68	
13	4,50	1,87	1,64	14,15	
14	5,00	1,82	1,70	7,29	
15	5,50	1,86	1,60	15,65	
16	5,75	1,85	1,63	13,07	
17	6,00	1,82	1,62	12,47	
18	6,25	1,82	1,64	11,00	
19	6,50	1,80	1,58	14,26	
20	6,75	1,74	1,60	8,84	
21	7,00	1,97	1,74	12,57	
22	7,25	1,76	1,54	14,30	
23	7,50	1,72	1,59	8,40	
24	8,00	2,08	1,77	17,49	
25	8,50	2,06	1,84	12,01	
26	9,00	2,13	1,82	17,03	
27	9,50	2,06	1,79	15,50	

На первом участке трещины были расположены перпендикулярно оси плотины и начинались в 10 м от подошвы верхового откоса. Длина трещин составила 40—80 м, ширина раскрытия 1—10 см.

В районе пк 43 + 00 и 43 + 70 трещины имели развитие в 20 ÷ 35 м от подошвы в направлении, параллельном и перпендикулярном к оси плотины.

На втором участке трещины получили наибольшее развитие. Здесь образовались четыре ряда трещин, проходящих параллельно оси плотины на расстоянии 18, 33, 40, и 56 м и от ее подошвы. Трещина в первом ряду имела длину 60 м и ширину открытия поверху на первых 15 м — 2 см, далее около 1 см.

Трещина второго ряда была длиной 300 м и шириной от пк 46 + 90 до пк 48 + 10, от 2 до 4 см, далее около 1 см. Трещина третьего ряда (пк 45 + 80) имела длину 180 м и ширину раскрытия от 2 до 20 см. Трещина четвертого ряда (пк 47 + 20 ÷ 47 + 60) имеет ширину раскрытия до 2 см.

Кроме описанных выше продольных трещин, на участке от пк 47 + 00 до пк 48 + 60 в полосе шириной 30 м, считая от подошвы плотины, образовались отдельные воронки диаметром у поверхности земли от 5 до 20 см.

Наибольшее развитие трещины получили на участках, расположенных против карьеров суглинка в верхнем и нижнем бьефах плотины, а также в местах интенсивного выклинивания фильтрационных вод на дневную поверхность в нижнем бьефе плотины.

Кроющий пласт суглинков в пределах карьеров верхнего и нижнего бьефов был выбран до подстилающих его песчано-гравийных отложений и вода из чаши водохранилища беспрепятственно проникала в песчано-гравийную толщу, двигаясь по которой она выклинивалась в нижнем бьефе через поверхность выработанных карьеров. Расчетами было установлено, что песчано-гравийные грунты подвержены контактному размыву. Фактический гидравлический градиент превосходил допустимый.

В период эксплуатации водохранилища с 1960 по 1965 г. в пределах третьей террасы имели место очаги сосредоточенной фильтрации в нижнем бьефе с проявлением суффозионных явлений. Фильтрация под плотиной на этом участке фактически превышает расчетные величины в $1,7 \div 2$ раза.

Характер расположения трещин и их клиновидная форма позволяют предполагать, что причиной образования трещин, помимо просадки суглинистого пласта, явился его изгиб с изломом, вызванный осадкой основания под плотиной вследствие механической суффозии.

Наличие трещин в пласте суглинков со стороны верхнего бьефа вблизи подошвы плотины с шириной раскрытия до 20 см создало пути сосредоточенной фильтрации из водохранилища и связанного с этим контактного размыва. Трещины были заделаны суглинком. Кроме того, для уменьшения фильтрации было решено осуществить пригрузку основания песчано-гравелистым грунтом толщиной от 2 до 5 м на ширине 10—20 м от плотины. Однако для существенного изменения картины фильтрации, по-видимому, необходимо устройство противофильтрационной завесы.

БЕТОННЫЕ ПЛОТИНЫ

§ 1. НЕКОТОРЫЕ УСЛОВИЯ, ВЛИЯЮЩИЕ
НА ВЫБОР ТИПА ПЛОТИНЫ

Современный уровень инженерных знаний, обусловленный опытом проектирования, строительства и эксплуатации высоких плотин в разных странах, позволяет проектировать и строить их с достаточной степенью надежности, хотя ее иногда приходится достигать ценой неэкономичности решений.

К сожалению, имеющийся опыт используется недостаточно широко. В ряде случаев на предварительных стадиях проектирования недостаточно внимания уделяется особенностям инженерно-геологических условий возведения сооружения и оценке его устойчивости и прочности совместно с основанием. Эта ошибка характерна и для зарубежного плотиностроения (аварии плотины Мальпассе, выплеск водохранилища Вайонт, неблагоприятное сопряжение устоя плотины Кырджали с основанием и т. д.).

Увлечение облегченными типами бетонных плотин на предварительных стадиях из соображений наиболее полного использования прочностных свойств бетона и экономии объема бетонной кладки при наличии серьезных инженерно-геологических противопоказаний привело при более детальном рассмотрении к пересмотру проектных решений и переходу к гравитационным бетонным типам плотин (плотина Наглу и плотина Токтогульской ГЭС).

Строительство всех высоких и средних плотин в Средней Азии ведется в горных условиях. Основные горные системы в Средней Азии — Тянь-Шанская и Памирская.

Обе эти системы относятся к герцинскому мезозойскому и альпийскому горообразовательным циклам. Горообразовательный процесс не закончен и во многих районах имеются проявления неотектоники. В особенности это относится к местам пересечения различных геологических разломов земной коры. Одним из широко известных мощных разломов является Таласо-Ферганский (район строительства Токтогульской ГЭС), по которому зафиксирован горизонтальный сдвиг в сотни километров.

При пересечении Таласо-Ферганского разлома с другими (например, Карасуйским грабеном) отмечены эпицентры землетрясений, сопровождающиеся явными деформациями земной коры и грандиозными скальными обвалами, в результате чего на водотоках возник ряд завальных озер (Сары-Челек, Карасуйские и т. д.). Эпицентр последнего разрушительного землетрясения был отмечен в этом районе в 1946 г. (Чаткальское землетрясение).

При проектировании сооружений, в особенности гидротехнических, в сейсмически активных районах следует, помимо детального и надежного расчета самих конструкций, отчетливо представлять явления, происходящие при сейсмике в земной коре (основании сооружения).

Как утверждает проф. С. В. Медведев (1962 г.) сильные землетрясения сопровождаются следующими явлениями:

7 баллов. Тонкие трещины в сухих грунтах. Большое количество трещин в сырых грунтах. Отдельные случаи оползней на берегах рек. В горных районах небольшие оползни и осыпание грунтов. Возможны горные обвалы.

8 баллов. Трещины в грунтах достигают нескольких сантиметров. Много трещин на склонах гор и в сырых грунтах. Большие осыпания, оползни и горные обвалы. Вода в водоемах становится мутной. Возникают новые водоемы. Возникают новые или пропадают существующие источники воды. Во многих случаях меняются дебет источников и уровень воды в колодцах.

9 баллов. Трещины в грунтах до 10 см шириной, а по склонам и берегам рек свыше 10 см. Большое количество тонких трещин в грунтах. Горные обвалы. Много оползней и осыпания грунтов. Небольшие грязевые извержения. Большие волнения в водоемах. Часто возникают новые или пропадают существующие источники воды.

10 баллов. Трещины в грунтах шириной в несколько дециметров и в отдельных случаях до 1 м. Обвалы скал в горных районах и у морских берегов. Большие оплывины песчаных и глинистых масс. Прибой и выплескивание воды в водоемах и реках. Возникают новые озера.

11 баллов. Образуются многочисленные трещины на поверхности земли. Вертикальные перемещения пластов. Большие обвалы, оползни. Из трещин выступают водонасыщенные рыхлые отложения. Сильно меняется режим источников и водоемов, а также уровень грунтовых вод.

12 баллов. Сильная катастрофа. Значительные вертикальные и горизонтальные разрывы и сдвиги. Большие изменения режима подземных и наземных вод. Образуются водопады. Возникают озера. Изменяются русла рек.

Из приведенного описания следует, что сейсмические проявления интенсивностью свыше 8 баллов, сопровождаются значительными деформациями земной коры, образованием трещин,

о чем косвенно свидетельствует изменение режима грунтовых вод.

Поэтому, помимо безусловно необходимого и по возможности наиболее точного расчета тела самого сооружения, следует уделять значительное внимание и проявлять максимальную осторожность при расчете совместной работы плотины и толщи основания.

При выборе типа плотины в условиях сейсмостойкого гидротехнического строительства в зонах интенсивных землетрясений высокой бальности, по всей видимости предпочтение следует отдавать гибким сооружениям, малочувствительным к деформациям основания, а не жестким бетонным.

С этой точки зрения наибольший интерес представляют каменно-набросные плотины с заполнением пор крупного скелетного материала разнородным мелким заполнителем.

Эта конструкция подсказана самой природой (например, завальные Карасуйские плотины высотой до 300 м в районе эпицентра сильнейших землетрясений, описанные в главе 1 § 6(б).

Первыми искусственными сооружениями такого рода являются каменно-набросные плотины, возведенные путем направленного взрыва, описание которых приводится в главе 1 § 6(в).

Этот тип плотины, в сочетании с устраиваемыми после возведения тела плотины противофильтрационными завесами, заслуживает самого пристального изучения и дальнейшего развития.

Сказанное выше не исключает целесообразности применения бетонных типов плотин в ряде случаев.

Рассмотрим практические случаи применения различных типов бетонных плотин на гидроузлах Средней Азии.

§ 2. ПЛОТИНА ФАРХАДСКОГО ГИДРОУЗЛА

а) Описание гидроузла

Фархадский плотинный гидроузел находится в среднем течении р. Сырдарьи. Строительство его было начато в 1942 г. и окончено в 1950. Основные работы велись в тяжелый военный период, что наложило отпечаток как на методы производства работ, объем изысканий, так и на конструктивные решения. В состав плотинного гидроузла входят: водосливная плотина, глухая земляная плотина, водозаборный регулятор канала «Дальверзин» и регулятор деривационного канала.

Фархадский гидроузел имеет комплексное значение: ирригационное, энергетическое, промышленное и относится к сооружениям I класса капитальности.

К плотине подвешены массивы орошаемых земель общей площадью 950 тыс. га (с учетом ближайшей перспективы).

Кроме того, плотина обеспечивает водой Фархадскую ГЭС ($N_{уст} = 130$ тыс. квт.), строящуюся Сырдарьинскую ГРЭС ($N_{уст} = 4400$ тыс. квт.) и Узбекский металлургический завод. По гребню плотины проходит межреспубликанская автодорога и железнодорожная ветка промышленных предприятий.

Таким образом, народнохозяйственное значение Фархадского гидроузла велико.

Плотина расположена у подножья хребта Моголтау, сложенного известняками, песчаниками, сланцами палеозойского возраста, носящими ярко выраженный пластовый характер, и обрывающегося над рекой справа Фархадскими скалами. Толщина пластов $0,2 \div 1,5$ м. Левый берег пониженный. Он образован четвертичными отложениями р. Сырдарьи. Основанием бетонной водосливной плотины служат тонко- и средне слоистые фиолетово-серые песчаники, образующие синклинальную складку, которая ближе к левому берегу уходит под толщу аллювиальных отложений. Земляная плотина и головной регулятор деривации расположены на галечниковых отложениях и частично на лёссах.

Несколько выше плотины русло реки пересекает мощная полоса геологического сброса шириной до 50 м, заполненная милонитом.

В связи с тектоническими проявлениями горные породы в районе створа сильно дислоцированы и трещиноваты. В процессе производства скальной выемки котлована плотины были вскрыты четыре основные системы трещин: трещины напластования, трещины первичной отдельности, тектонические трещины сжатия (кливажные), линзовидные трещины разрыва (трещины, оперяющие разлом).

Трещины второго и третьего типа сомкнуты, заполнены глиной трения. Трещины напластования заполнены кальцитом и глиной трения. Разрывные трещины заполнены милонитом: красная глина со щебнем и дресвой.

В связи с плотностью скальной породы и отсутствием зияющих трещин в массиве водопроницаемость его ничтожна.

Бетонная водосливная плотина воспринимает напор $H = 19,5$ м и рассчитана на пропуск $5200 \text{ м}^3/\text{сек}$. Она имеет 8 пролетов шириной по 10 м каждый, разделенных бычками толщиной по 3 м. Пролеты представляют собой безвакуумные бетонные водосливы практического профиля, высотой по 11,5 м, с носком-трамплином для отброса струи.

Над гребнем водослива находятся плоские колесные рабочие затворы $10 \times 9,2$ м. Перед водосливами в бычках заложены пазы для ремонтного затвора.

Водосливы отделены от быков сквозными швами. Для совместной работы быка и водослива на устойчивость в швах выполнены штрабы 20×200 см. Однако эффективность их вызывает сомнения, так как глубина штраб (20 см) образована

бетонитами, примененными в плотине в качестве опалубки. Плотина построена из неармированного бетона.

Для гашения избыточной энергии воды в нижнем бьефе был запроектирован колодец ложкообразной формы длиной 32 м и глубиной 4 м с зубьями Ребока на конце. Строительство колодца наметили на вторую очередь по получении результатов эксплуатации плотины.

Для сопряжения бетонной водосбросной плотины с регулятором канала Дальверзин служит земляная плотина из супе-си, уложенной на мощном каменном банкете, оставшимся после перекрытия реки.

На низовом откосе имеется упорная галечниково-песчаная призма, переходящая в дренажную призму с двухслойным обратным фильтром.

Регулятор деривации имеет семь пролетов по 10 м, перекрываемых плоскими колесными затворами $10 \times 6,5$ м с бычками толщиной 2,2 м.

Перед затворами установлены металлические сороудерживающие решетки. В пазы решеток может устанавливаться ремонтный затвор.

Для борьбы с донными наносами в пороге регулятора предусмотрено 12 входных отверстий промывных галерей высотой по 1,5 м, дно которых на 3,1 м ниже порога регулятора. Промывные галереи проходят через тело земляной плотины в открытый железобетонный лоток с вертикальными стенками, оканчивающийся консольным сбросом в р. Сырдарью. Промывные галереи снабжены затворами, находящимися в шахтах правобережного устоя регулятора деривации.

Регулятор Дальверзинского канала в виде трехочковой трубы со сводчатыми перекрытиями расположен в теле правобережного устоя водосливной плотины.

В первые годы эксплуатации гидроузла в нижнем бьефе водосливной плотины произошел глубокий местный размыв трещиноватой скальной толщи с максимальной глубиной до 13 м. Он был обусловлен следующими причинами:

- 1) наличие в скальной толще прочных песчаников нескольких систем трещин, расчленяющих породу на отдельные. В 1943 г. при вскрытии котлована обводного русла были обнаружены трещины разрыва, заполненные милонитом, явившиеся в последующем центрами размыва. Трещины расчищали с поверхности и заделывали бетоном, но недостаточно глубоко. Кроме того, заделка отдельных трещин не могла предохранить скальные отдельные от непосредственного действия нагрузок от пульсации давлений в нижнем бьефе. Значительно уменьшить и осреднить по большой площади эти нагрузки могла лишь достаточно мощная бетонная водобойная плита;

- 2) усилению гидродинамических нагрузок на скальную толщу в нижнем бьефе способствовал донный режим потока с

избыточной энергией, который создавался высоким носком-трамплином водослива;

3) погонный расход воды на водосливе при пропуске катастрофического паводка составлял по проекту $50 \text{ м}^3/\text{сек}$, фактически в строительный период при бетонировании пролетов водослива методом гребенки при расходах реки до $1500 \text{ м}^3/\text{сек}$ погонный расход составлял $60 \text{ м}^3/\text{сек}$, что объяснялось неравномерным открытием отверстий. Перегруженными оказались второй и третий пролеты, где в нижнем бьефе имелись трещины разрыва, оперяющие разлом. Здесь глубина размыва оказалась максимальной.

Все это способствовало образованию за водосливом глубокой воронки размыва, которая могла привести к нарушению устойчивости бетонной плотины. Воронку размыва осушили и обнаружили, что объем размытой скальной породы за период с 1947 по 1953 г. составляет 25 тыс. м^3 .

Анализируя причины размыва, В. В. Пославский привел фактические данные о пропуске потока через строящееся сооружение и сообщил, что в некоторые периоды погонные расходы доходили фактически до $62 \text{ м}^3/\text{сек}$ на 1 п. м на протяжении 4—5 месяцев при действующем напоре около 15 м. В. В. Пославский отмечает, что при пропуске воды через гребенку плотины в период строительства струя падающей воды пробивала без изменения своего поперечного сечения небольшую (2—3 м) глубину воды в нижнем бьефе и интенсивно вымывала заполнение трещин, особенно широких, обнажая отдельные глыбы, которые затем ударами струи расшатывались, выворачивались со своих мест и выбрасывались потоком за пределы воронки.

Среди продуктов размыва имелось несколько десятков обломков объемом $2 \div 15 \text{ м}^3$. Для прекращения дальнейшего размыва произвели расчистку основания воронки размыва и уложили 3,5 тыс. м^3 бетона, после чего за низовым зубом водослива образовался мощный бетонный «фартук». Расчищенная поверхность воронки размыва была покрыта бетоном, вследствие чего образовался бетонный колодец типа «ложки», по конфигурации близкий к проектному.

На дне водобойного колодца были установлены 2 ряда пирсов для повышения эффекта гашения энергии и предотвращения сбойности.

За воронкой размыва поперек всего русла нижнего бьефа уложили широкий бетонный порог с гребнем поднятым на 0,7 м над поверхностью скалы. Это способствовало увеличению глубины воды в водобойном колодце и выравнивание потока на выходе из колодца. Проведенные мероприятия себя оправдали и размыв в нижнем бьефе плотины прекратили.

В последние годы возникли сомнения в обеспечении нормативной устойчивости плотины.

При проектировании плотины были использованы нормативные указания, разработанные институтом ВОДГЕО в 1934 г. («Гравитационные плотины. Временные технические условия и нормы проектирования и возведения»). Согласно этим указаниям к ординатам фильтрационного давления вводился коэффициент от 0,3 до 1,0, принимаемый в зависимости от качества скального основания.

В проекте к ординатам фильтрационного давления был принят понижающий коэффициент 0,5 как для скалы с незначительными недостатками. Современная изученность вопросов фильтрации в трещиноватой скальной толще оснований гидротехнических сооружений, в особенности при их малой водопроницаемости под низовым клином сооружения (плохой дренируемости), показала необходимость учета фильтрационного противодавления в полном размере.

Воздействие полного фильтрационного напора в основании плотины подтверждается натурными показаниями пьезометров.

При проверке устойчивости плотины в существующих условиях в 1965 г. Саогидропроектом было установлено наличие растягивающих напряжений у верховой грани плотины, что подтвердили последующие расчеты, выполненные Средазгипроводхлопком.

Многочисленные исследования и наблюдения за построенными сооружениями показали, что фактические показатели сопротивления сдвигу бетона по скале имеют в ряде случаев более высокие значения, чем рекомендуемые нормами.

Так, П. Д. Евдокимов и Р. А. Ширяев считают, что для скальных пород достаточно хорошей сохранности расчетные значения показателей сдвига столь велики, что габариты подпорных сооружений (в частности, гравитационных плотин обычного классического профиля) при проектировании по существу лимитируются не требованиями обеспечения их устойчивости на сдвиг, а условием недопустимости в подошве растягивающих нормальных напряжений у верховой грани.

Однако в этом утверждении с ними можно согласиться лишь частично, так как сами по себе растягивающие напряжения у верховой грани не могут вызвать опасение за судьбу сооружения при обеспечении нормативной устойчивости на опрокидывание.

Вместе с тем, наличие их в основании подпорного гидротехнического сооружения при малой водопроницаемости массива основания под низовой гранью приведет к образованию в пределах растянутой зоны фильтрационного противодавления на подошву сооружения в виде прямоугольника с ординатой Н. Указанное уменьшит удерживающие силы, что в значительной мере отразится на устойчивости сооружения на сдвиг (которая

является наиболее опасной для бетонных гравитационных плотин).

Именно этот случай имеет место на плотине Фархадской ГЭС. Принимая во внимание народнохозяйственную значимость объекта, Средазгипроводхлпом был рассмотрен ряд вариантов повышения устойчивости плотины до ее нормативного значения. Среди них: а) создание цементационной завесы в основании; б) гравитационная пригрузка пролетов; в) анкерование в скальную толщу основания преднапряженными тязами.

Вариант создания цементационной завесы с целью уменьшить фильтрационное давление в основании за счет увеличения длины подземного контура сооружения является наиболее естественным. В этом случае устраняется причина образования растягивающих напряжений в основании плотины.

Устройство цементационной завесы связано со следующими трудностями: 1) низкими фильтрационными свойствами пород основания плотины; 2) ограниченной возможностью создания повышенных напоров при цементации во избежание образования дополнительного противодействия в основании плотины; 3) возможность прорыва раствора в сторону верхнего бьефа при нагнетании.

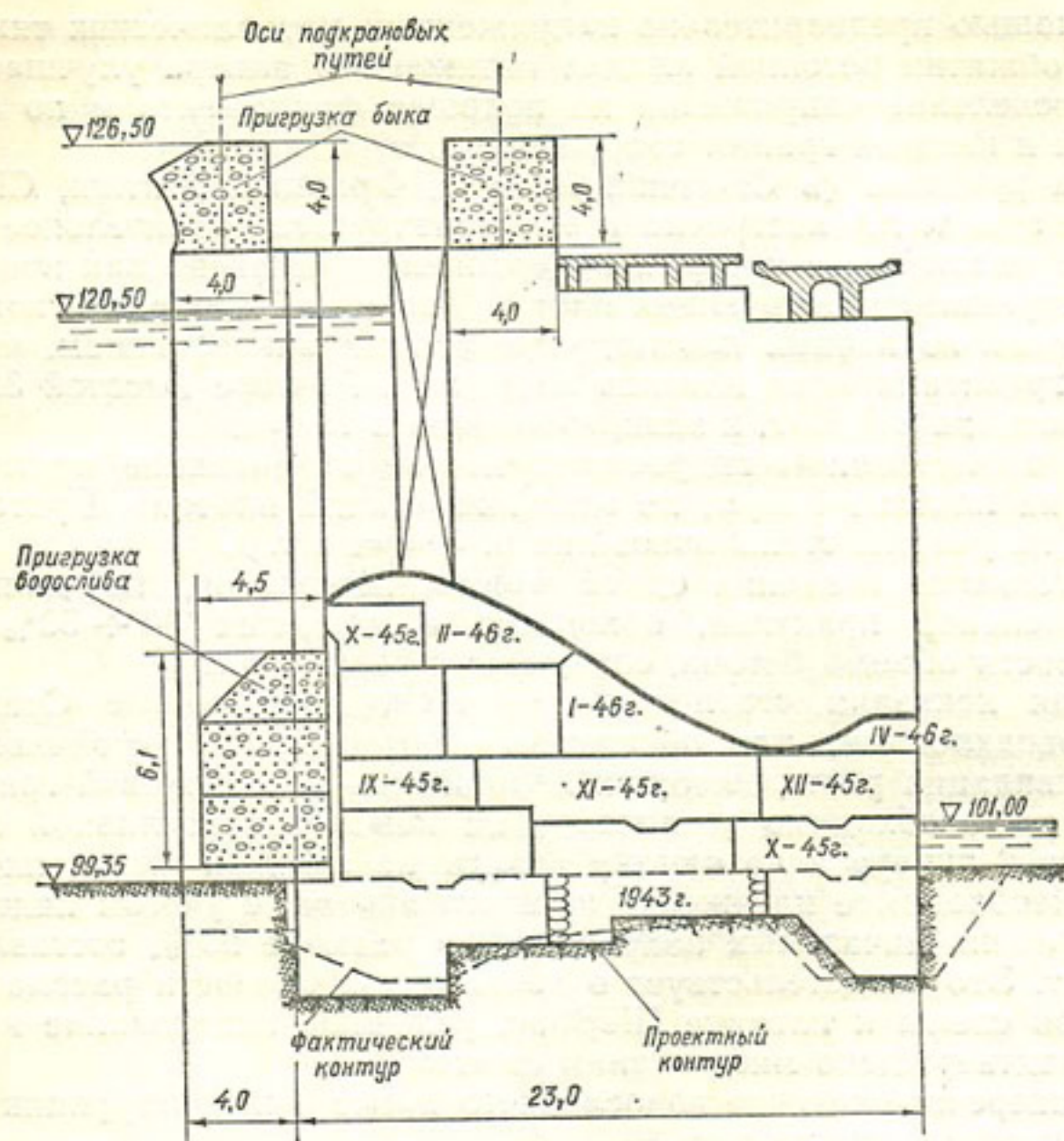
Основным препятствием в осуществлении цементационной завесы является низкое удельное водопоглощение пород при ограничении цементационного давления. Кроме того, для недопущения растягивающих напряжений с целью обеспечения надежного контакта бетонной кладки со скальным основанием необходимо значительно сработать верхний бьеф гидроузла. Это условие невыполнимо в связи с высокой значимостью обслуживаемых гидроузлом объектов.

Опытной цементацией, проведенной Гидроспецстроем, было установлено, что порода практически не поглощает цемента. Эти обстоятельства делают вариант создания цементационной завесы неприемлемым.

Устройство шпурового дренажа как в сочетании с цементационной завесой, так и без нее — неэффективно. Принимая во внимание низкую водопроницаемость пород и отсутствие в основании ленточного дренажа, шпуровой дренаж может уменьшить противодействие только в отдельных точках.

Другим вариантом повышения устойчивости водосливной плотины явилась раздельная бетонная пригрузка бычков и водосливов плотины (рис. 38).

Бычки в этом варианте должны быть пригружены железобетонными балками, водосливы контейнерами с бетоном со стороны верхнего бьефа. Единственным возможным местом приложения нагрузки к водосливу является обрез фундамента у напорной грани. При этом на пазы быка передается некоторый момент. Бык, как и все конструкции плотины, неармирован, а



Р и с. 38. Вариант повышения устойчивости Фархадской плотины с помощью бетонной пригрузки.
Поперечный разрез.

пазы на половину глубины образованы бетонитовой кладкой. Обеспечить прочность пазов при этом затруднительно.

Кроме того, по обрезу фундамента водослива проходит неармированный строительный шов, по которому пропускалась вода при пропуске строительных расходов через гребенку и верховой зуб выделен в отдельный блок. Сцепление бетона по этому шву должно быть ослабленным. Поэтому возможна пригрузка фундамента водослива без передачи ее на основное тело водослива через указанный выше шов.

Перечисленные факторы говорят о ненадежности выравнивания эпюры нормальных напряжений при воздействии пригрузки на верховой зуб водослива.

Третьим вариантом повышения устойчивости водосливной плотины фархадского гидроузла было рассмотрено анкерование бычков и водосливных пролетов в скальную толщу основания

с помощью предварительно напряженных металлических тяжей. При обжати бетонной кладки натяжением анкера улучшается распределение напряжений по подошве фундамента и по верховой и низовой граням сооружения.

За рубежом (в Северной Африке, Франции, Англии, США, Швеции и т. д.) построено и эксплуатируется значительное количество плотин, в которых анкерование применено как при реконструкции существующих плотин, так и при постройке новых.

Одной из первых плотин, укрепленных анкерованием, является гравитационная плотина Шерфас в Алжире высотой 32 м, построенная в 1882 г. и заанкерованная в 1928 г.

В отечественном гидростроительстве анкерование применялось на плотине Кегум, на одной из секций плотины Братской ГЭС, на участке стены шлюза на р. Свири и т. д.

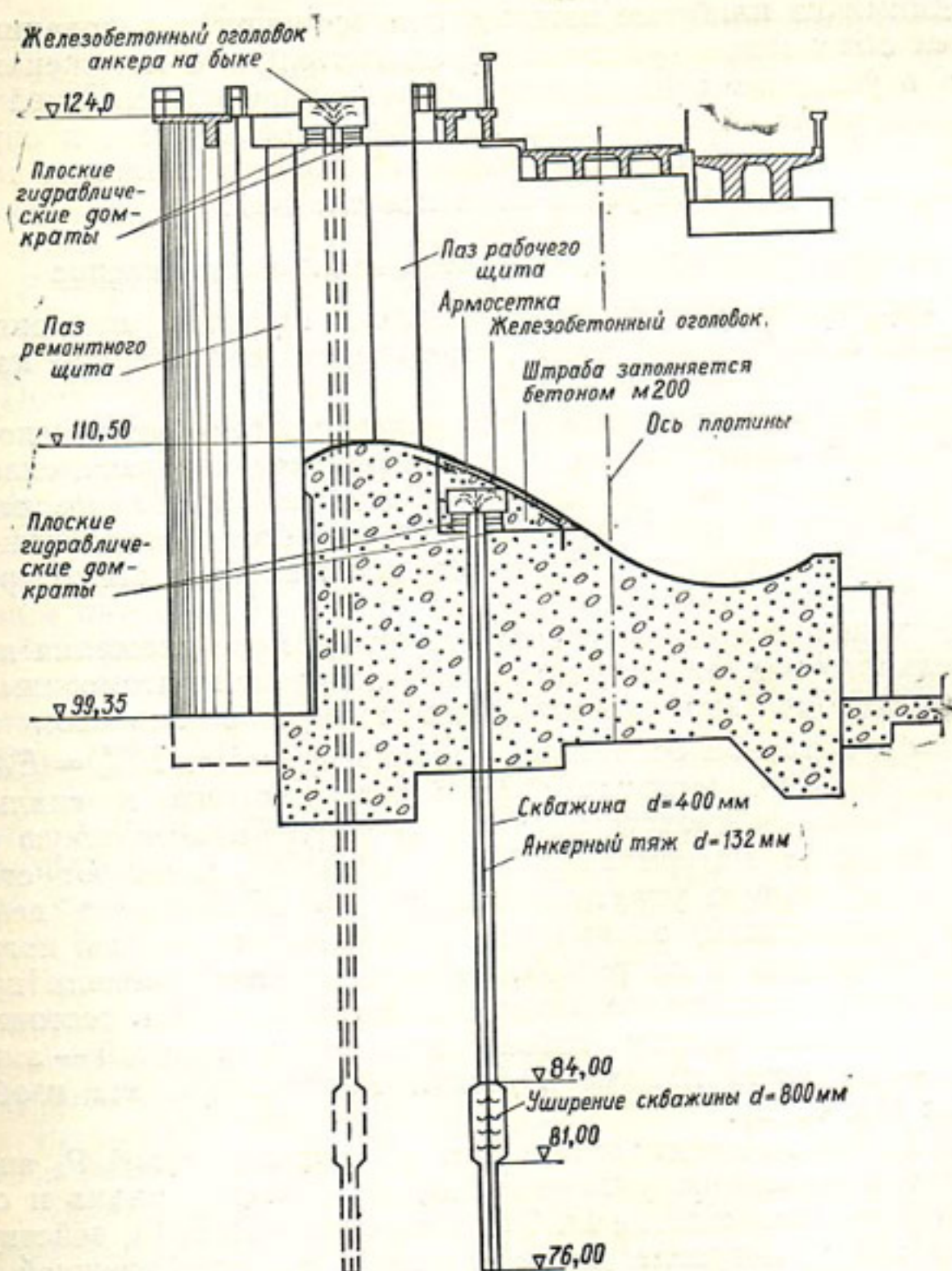
Стоимость создания одной тонны натяжения, по данным строительной практики, обходится в пределах $30 \div 50\%$ от стоимости объема бетона, создающего тот же вес.

Как показали статические расчеты, проделанные Средазгипроводхлопком, для обеспечения нормативной устойчивости и ликвидации растягивающих напряжений под верховой гранью плотины необходимо установить на каждый водосливной пролет по 2 анкера и по одному анкеру на каждый бычок плотины. Необходимое натяжение каждого анкера, с учетом падения во времени начальных напряжений в размере 25%, составляет 1000 т. Это свидетельствует о достаточной близости рассматриваемой схемы к плотине Шерфас, успешное анкерование которой подтверждено многолетним опытом.

Поперечное сечение водосливного пролета и конструкция анкера изображены на рис. 39.

Каждый анкер состоит из тяжа, образованного пучком из 570 стальных нитей высокопрочной гладкой проволоки $d = 5$ мм каждая, с $\delta_{расч} = 10\,800$ кг/см², железобетонного оголовка в верхней части тяжа и анкерующей нижней части тяжа, снабженной стальными хомутами с приваренными к ним крючьями из арматуры для надежного сцепления с цементным раствором. Анкерный тяж опускается в скважину $d = 400$ мм, пробуриваемую в теле плотины и скальной толще основания. После опускания тяжа в скважину нижняя часть ее заполняется расширяющимся цементно-песчаным раствором $M = 500$, что обеспечивает заделку анкера в скважине. Остальная часть тяжа защищается от коррозии гидроизоляцией. После набора прочности анкерующим раствором и бетонным оголовком под последний проводятся гидравлические домкраты, производится натяжение и после проверки стабилизации натяжения анкера (примерно через 10 суток) оголовки замоноличиваются бетоном.

В настоящее время ведутся проектные проработки, изыскания и исследования, необходимые для обоснования анкерования водосливной плотины Фархадской ГЭС.



Р и с. 39. Повышение устойчивости водосливной части Фархадской плотины с помощью анкерования.
Поперечный разрез.

Несмотря на широкое применение анкерования в различных областях строительства у нас и за рубежом, целый ряд вопросов, связанных с ним, слабо освещен теоретически. По этой причине анкерование часто ведется по аналогам, по данным чисто производственного опыта.

Интенсивное строительство гидроузлов на скальных основаниях, в особенности при высокой сейсмичности района, и необходимость повышения устойчивости существующих плотин, требует строгого научного обоснования анкерования.

Одними из наиболее важных вопросов при анкерировании являются обоснование величины предварительного натяжения анкеров в условиях сейсмичности, определение оптимальной ориентацией анкера к расчетной плоскости скольжения, и определение необходимой глубины заделки анкера в скальную толщу основания по условию устойчивости последней.

б) Величина предварительного натяжения анкеров

В настоящее время в строительной практике применяется два вида анкерования: ненапряженное, предварительно напряженное.

Применение ненапряженного анкерования обусловлено, по мнению ряда специалистов, тем, что внешняя нагрузка, складываясь с предварительным напряжением, может вызвать разрушение анкера (в частности при сейсмических воздействиях). Помимо этого, установка ненапряженных анкеров более проста по технологии.

Для решения вопроса о возможности и мере сложения предварительного напряжения с внешней нагрузкой рассмотрим работу предварительно напряженного анкера в бетонном теле плотины и скальном основании, условно принимая $E_{\text{деф}}^{\text{бет}} = E_{\text{деф}}^{\text{основ}}$.

Как известно, бетонная кладка тела плотины и скальная толща основания представляет собой упруго-пластическую среду. В качестве материала анкеров обычно применяют сталь, также обладающую упругими свойствами. Зависимость деформаций (напряжений) анкера под воздействием внешней нагрузки можно получить на рассмотрении пружинной модели предварительно напряженного анкера. Подобная модель состоит из двух связанных между собой пружин: растянутой — анкер, сжатой — бетонная кладка и скала. Расчетная схема изображена на рис. 40(б).

Под влиянием предварительного напряжения силой P_0 анкер получает деформацию удлинения λ_0 , а бетонная кладка и скала — деформацию сжатия δ^0 . Предположим, что сила, действующая на анкер, возросла до величины P_1 за счет внешней нагрузки на бетонную кладку тела плотины и скалу в направлении действия анкера, что может быть вызвано, например, сейсмической или волновой нагрузкой. При этом анкер получит дополнительное удлинение λ_1 , а скала и бетон уменьшат свою деформацию на ту же величину. Остаточная деформация в скале и бетоне δ'' равна разности деформации бетона и скалы от предварительного напряжения и деформации от внешнего воздействия, $\delta'' = \delta_0' - \lambda_1(1)$ и обусловлена остаточным усилием в бетоне и скале P'' . Силу, действующую на анкер, можно представить в виде суммы сил внешнего воздействия и остаточных сил от предварительного напряжения

$$P' = P + P''.$$

Принимая это во внимание и подставляя в зависимость (1) значения деформаций по закону Гука для сжатия, получим после ряда простых преобразований

$$P_1 = P_0 + P \frac{g_a}{g_a + g_{бет}}, \quad (2)$$

где P_1 — нагрузка на анкер;

P_0 — предварительное натяжение;

P — внешняя сила;

g_a — показатель жесткости анкера;

$g_{бет}$ — показатель жесткости бетона и скалы.

Полученное выражение (2) свидетельствует о том, что в большинстве случаев нагрузка на анкер не равна сумме предварительного напряжения и внешней силы, а зависит от упругих свойств анкера и бетона (скалы).

Показатель жесткости « g_a » в формуле (2) является функцией модуля деформации E , поперечной площади элемента и длины анкера.

Задаваясь различными значениями параметров, влияющих на величину « g_a », определим по формуле (2) усилие в предварительно напряженном анкере при действии на заанкерованное сооружение внешней нагрузки.

В целях получения наглядности и упрощения зададимся во всех случаях одинаковым сечением анкера $F_a = 200 \text{ см}^2$, углом распределения «активной» зоны напряжений $\alpha = 45^\circ$ и величиной предварительного натяжения, равной внешней нагрузке $P_0 = P$.

Примем модуль деформации бетона и скалы $E_{бет}^{бет} = 50; 100, 200 \text{ тыс. кг/см}^2$, модуль деформации анкера $E_{анк}^{анк} = 2000 \text{ тыс. кг/см}^2$ и длину анкеров (высота сооружения с анкерующей частью основания $l_0 = 1, 3, 5, 10 \text{ и } 20 \text{ м}$).

Результаты произведенных расчетов приведены на рис. 40(а) в графическом виде.

Анализ графиков показывает, что при невысоких значениях модуля деформации бетона (скалы) и небольшой длине анкеров повышение нагрузки на предварительно напряженный анкер достигает 40% величины предварительного натяжения (при условии равенства внешней нагрузки P силе предварительного натяжения P_0).

Однако для анкеров длиной более 5 м, сложением внешней нагрузки с предварительным напряжением анкера, ввиду незначительности его по величине ($< 2\%$), можно пренебрегать независимо от модуля деформации бетона и скального основания.

Из изложенного следует, что применение предварительно напряженных анкеров, в особенности при их большой длине и высоком модуле деформации бетона тела плотины и скального грунта основания, не может явиться причиной разрушения

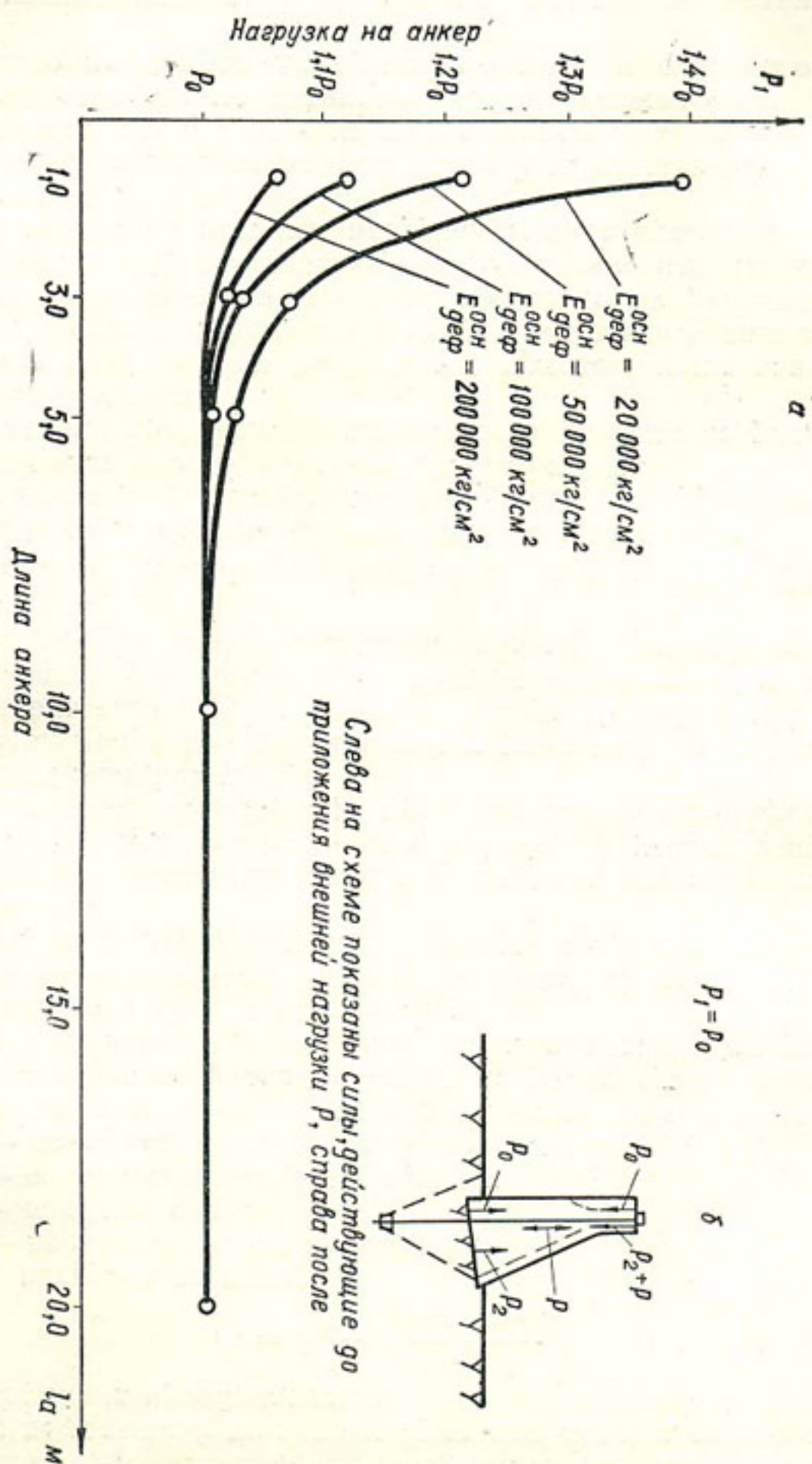


Рис. 40. Нагрузка на анкер при расчетном нагружении.

а) График зависимости нагрузки на предварительно напряженный анкер от длины анкера при различных модулях деформации основания, б) Расчетная схема.

анкера при воздействии на сооружение внешних нагрузок, одной из которых является сейсмическая сила.

Предварительное напряжение анкеров создает в сооружении напряженное состояние, противоположное тому, которое вызывает внешняя нагрузка, что является положительным фактором.

Для надежной работы сооружения достаточно, чтобы величина предварительного напряжения превышала внешнюю нагрузку в пределах обычного коэффициента запаса для арматуры.

Применение предварительно напряженных анкеров в зарубежной практике в течение последних 40 лет показало их высокую надежность и некоторые особенности: а) небольшие деформации заанкерных сооружений под нагрузкой; б) высокую усталостную прочность анкерной стали вследствие незначительных колебаний напряжений; в) употребление высококачественной стали и достаточно большого упругого удлинения (применение анкеров значительной длины) обуславливает незначительные потери начального напряжения в анкере, вызванного пластическими деформациями скального массива и бетона тела плотины, развивающимися во времени.

Опыт анкерования, выполненного до настоящего времени, показывает, что снижение начального напряжения анкеров от релаксации в металле и развивающихся пластических деформаций в скальной толще основания и бетона, составляет не более 25%.

Таким образом, вследствие создания благоприятного распределения напряжений в заанкерованном сооружении и минимальных размеров деформаций его при действии внешней нагрузки, предпочтение следует отдавать предварительно напряженным анкерам.

в) Оптимальная ориентация анкера

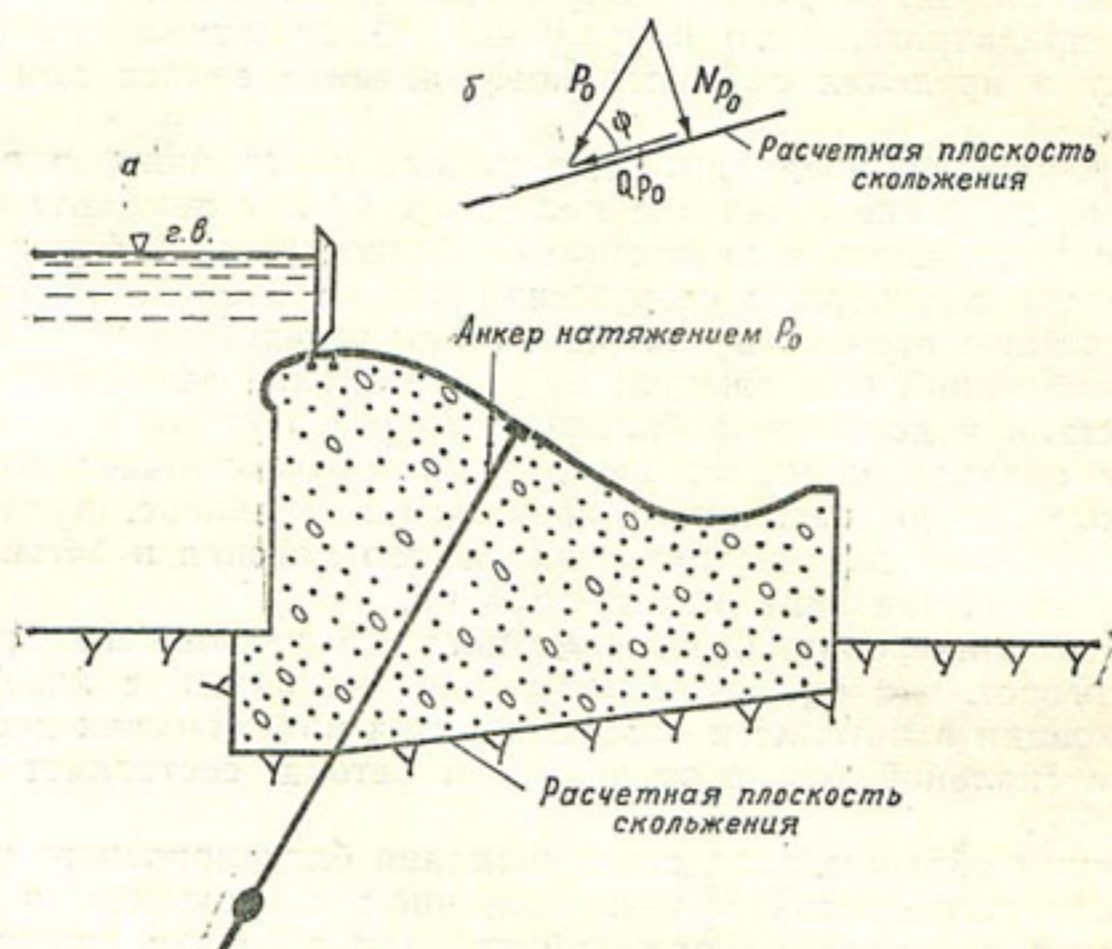
Дополнительное удерживающее усилие, создаваемое натяжением анкера P_0 , может быть представлено в виде двух составляющих (рис. 41): а) параллельной плоскости скольжения — Q_{P_0} ; б) силы трения по плоскости скольжения, возникающей от нормальной составляющей натяжения анкера к плоскости скольжения — N_{P_0} .

Аналитически это выразится формулой

$$A = Q_0 + N_{P_0} \operatorname{tg} \varphi = P_0 (\cos \Psi + \sin \Psi + \operatorname{tg} \varphi) \quad (3)$$

где A — удерживающее усилие, создаваемое анкером;
 P_0 — величина предварительного напряжения анкера;
 Ψ — угол наклона анкера к плоскости скольжения;
 φ — угол сопротивления сдвигу.

При оптимальной ориентации удерживающее усилие от натяжения анкера должно иметь наибольшую величину. Для определения оптимальной ориентации анкера исследуем выражение (3) как функцию угла ψ . Взяв производные первого и второго порядка, и приравняв их к нулю, находим, что при значениях угла ψ , равных углу сопротивления сдвигу φ , функция



Р и с. 41. Расчет на скольжение заанкерного сооружения.

а) Схема заанкереного сооружения, б) Разложение силы натяжения (P_0) на составляющие.

имеет максимум. Значит угол ψ , равный углу сопротивления сдвигу по плоскости скольжения, является оптимальным углом ориентации анкера и расчетной плоскости скольжения.

г) Необходимая глубина заделки анкера в скальную толщу

В определении необходимой глубины заделки анкера в скальную толщу при больших усилиях натяжения самым малоизученным вопросом является прочность скального массива, в который производится анкерование. Поэтому, оставляя в стороне расчет и работу различных конструкций, обеспечивающих сцепление анкера со скалой, остановимся на определении несущей способности скальной толщ при различных условиях залегания горных пород основания.

Существующие методы расчета не могут быть использованы

по ряду причин. Так, методы А. А. Борисова, Л. Н. Джигоева и А. П. Тимофеева, основанные на результатах натурных исследований заделок глубиной от 20 см до 1,5 м, а не полученные путем строгого вывода расчетных зависимостей, не могут быть использованы для ответственных анкерных заделок с натяжением в сотни тонн. Авторы исходят из предпосылки о монолитности скальной толщи, ограничивая этим применимость своих зависимостей.

Зенкевич и Герствер, не принимая во внимание особенности строения скальной толщи, обусловленные трещиноватостью, рассматривали задачу о напряжениях на базе теории упругости, из решения которой нельзя получить в явной форме необходимую глубину заделки. Метод Коина, учитывающий только вес конуса породы, увлекаемого анкером при выпоре, дает необоснованно завышенную глубину заделки.

Кроме того, ни один из указанных методов не учитывает пространственной ориентации анкера и поверхности скального основания, а также характера действия нагрузки: одиночный анкер, группа анкеров, что также имеет большое значение.

Рассмотрим характерные случаи строения скальных толщ и составим соответствующие расчетные схемы. Наиболее характерным случаем залегания горных пород является трещиноватая скальная толща, основные свойства которой, при достаточной прочности образца, определяет трещиноватость. Изредка в строительной практике встречаются монолитные скальные породы (например, толща мелов).

Глубина заделки в трещиноватой скальной толще. В общем случае скальный массив представляет собой твердое тело, обладающее упругими свойствами и расчлененное трещинами формирования, деформации и выветривания на отдельные блоки. Часто как для осадочных, так и для изверженных и метаморфических горных пород характерна система трещиноватости, параллельная поверхности массива и образующая «слои», расчлененные на отдельные блоки системами трещин.

Наиболее полно отражающей реальное строение скального массива механико-математической моделью является упругая пластовая толща, расчлененная на блоки. Контакты между слоями и блоками представляют собой поверхности разрыва сплошности среды с наименьшим сопротивлением сдвигу.

Модельные исследования на жестких образцах, проведенные В. Г. Диановым (1967) под руководством проф. Н. Н. Маслова, подтвердили предпосылку о том, что наиболее слабым местом в скальном массиве являются пластовые трещины, обладающие наибольшей протяженностью, наименьшей шероховатостью и имеющие, как правило, заполнитель в виде глинистого материала, кальцита и т. д. В проделанных В. Г. Диановым опытах и в исследованиях других авторов, были отмечены 3 состояния: допредельное, предельное (неустойчивое) и запредельное.

Разрушение заделки происходило с послойным проскальзыванием блоков относительно друг друга и разуплотнением моделируемого скального массива. Начальные послойные подвижки блоков как зажатого, так и незажатого скального массива под действием тяжения анкера были зарегистрированы в опытах под нагрузкой примерно одного порядка при идентичных условиях заделки. Это состояние, по сопоставлению с описанием натурных опытов по сдвигу скальных целиков, следует отнести к предельному.

При дальнейшем повышении нагрузки в массиве возникает запредельное состояние, характеризуемое значительными деформациями проскальзывания блоков, объемным расширением массива и заклинкой скальных блоков. В этой стадии незажатая скальная толща быстро разрушилась, в то время как зажатая продолжала сопротивляться действию увеличивающегося натяжения анкера за счет заклинивания послойно-деформируемых скальных блоков.

Испытания моделей из образцов с разными относительными размерами (1:2; 1:4; 1:6), полностью охватывающими природную классификацию скальных блоков по А. М. Гуреву, подтвердили общий характер закономерности предельной сопротивляемости на разных стадиях.

При этом зажатые скальные толщи способны воспринять внешнюю нагрузку (тяжение анкера) ориентировочно в 3 раза большую, чем незажатые. Следовательно, в запредельной стадии большое значение в сопротивлении скальной толще тяжению анкера приобретает плотность сложения скальных блоков, что может быть достигнуто путем цементации.

Поскольку начальные послойные деформации в скальном массиве развиваются почти независимо от зажатия, в допредельной стадии роль этого фактора незначительна.

В скальной толще, сложенной из отдельных блоков, значительной прочности на скалывание, нарушение сопротивления выпору при большой длине заделки анкеров связывается не со скалыванием породы в блоках по поверхности конуса, а с возможностью их относительно свободного перемещения и поворота с частым выходом из занимаемых ими «гнезд». Очевидно, что при этом условии ограничение возможности такого перемещения приводят к повышению сопротивления скальной толще вырывающему усилию.

Таким образом, увеличение несущей способности трещиноватого скального массива путем повышения плотности его сложения может быть достигнуто посредством цементации, в то время как «склеивание» блоков при цементации имеет второстепенное значение из-за наличия в трещинах заполнителя.

Основания ответственных (в особенности гидротехнических) сооружений не должны испытывать пластических деформаций,

поэтому необходимо рассчитывать на его работу в допредельной стадии.

В запредельной стадии происходит разуплотнение скальной толщи, выражающееся в сдвиге, выворачивании и заклинивании скальных блоков. За счет заклинивания наблюдается некоторое повышение предельной сопротивляемости скальной толщи действию нагрузки. Однако это состояние не может служить критерием для расчета из-за отсутствия стабильности. При динамических воздействиях (например, сейсмика) взаиморасположение заклиненных блоков может несколько измениться, что не исключает возможности разрушения заделки без увеличения нагрузки.

Кроме того, разуплотнение при заклинивании блоков вызывает повышение трещинной пустотности массива в результате раскрытия трещин. Последнее, помимо увеличения фильтрационных потерь, может вызвать выщелачивание пород массива (гипсы, известняки и т. д.), что в свою очередь может привести к разрушению заделки.

В скальном массиве вблизи любой анкерной заделки образуется зона концентрации напряжений с переходом ее в предельное (или в отдельных случаях запредельное) состояние. Как справедливо считает Ч. Егер, превышение напряжений в отдельных точках массива допустимых значений не может служить причиной разрушения массива. Для разрушения (разуплотнения) массива необходимо, чтобы избыточные напряжения охватили достаточно большую зону. Принимая во внимание, что наиболее слабые элементы массива пластовые трещины, определим количественный критерий устойчивости трещиноватого скального массива в стадии предельного равновесия.

Чтобы не допустить образования необратимого сдвига в скальном массиве, сдвигающие силы по трещинам напластования, возникающие под действием натяжения анкера, не должны превосходить сил сопротивления сдвигу по ним. Активная зона выпора ограничивается линией, соединяющей точки, в которых сдвигающие напряжения по пластам равны напряжениям сопротивления сдвигу, вызванных весом вышележащей скальной толщи. Поскольку рассматривается допредельное состояние скальной толщи не допускающее развитие остаточных деформаций в ней от натяжения анкера, вес объема выпора породы уравнивается реакцией со стороны нижележащей толщи. Поэтому сопротивляемость трещиноватой скальной толщи в допредельном состоянии должны быть связаны только с силами межпластового трения.

Многочисленные исследования отечественных и зарубежных авторов показали, что несмотря на некоторое искажение напряженного состояния скального массива (как и любого другого грунта) под нагрузкой из-за анизотропии, распределение

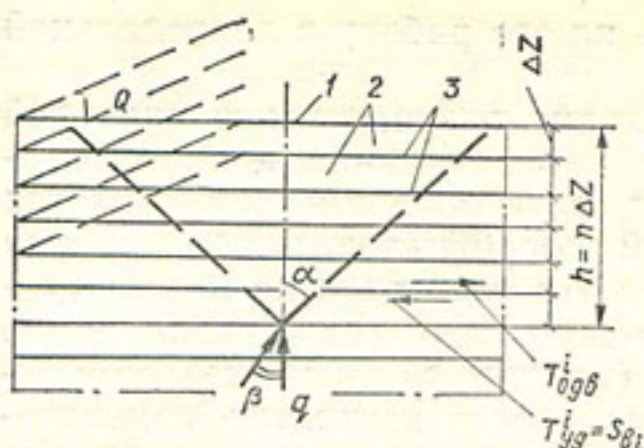


Рис. 42. Схема расчета скального массива под действием натяжения анкера.

1 — поверхность здоровой скальной толщи;
2 — пласты горных пород; 3 — трещины напластования.

Расчетная схема представлена на рис. 42. При горизонтальной слоистости массива и вертикальном расположении анкера формула имеет вид

$$h = \sqrt{\frac{n}{n+1} \cdot \frac{3q[(\mu-1)l_n \cos \alpha + (\mu+1) \cdot \sin \alpha]}{2\pi\gamma \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg} \alpha}}, \quad (4)$$

где n — число слоев толщи до нарушенной зоны;

q — интенсивность натяжения анкера, т/м;

μ — коэффициент Пуассона породы;

$\operatorname{tg} \varphi$ — коэффициент сопротивления сдвигу по межпластовым трещинам.

α — угол распространения активной зоны напора.

В случае наклонного залегания породной толщи и направления анкера отличного от нормали к ней, выражение для определения необходимой глубины заделки примет вид

$$h = \sqrt{\frac{n}{n+1} \cdot \frac{3q \left\{ 2(\mu+1) \left[\cos \beta \frac{\sin^2 \alpha}{2} - \sin \beta \left(\frac{\alpha}{2} + \frac{\sin^2 \alpha}{4} \right) + \right. \right.}{2\pi\gamma \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg} \alpha \times} \right.} \\ \left. \left. + (\mu+1) l_n \cos \alpha \cdot \cos \beta + (\operatorname{tg} \alpha + \alpha) \sin \beta \right\} \right\} \times \cos \Theta}, \quad (5)$$

где Θ — угол наклона напластования к горизонту.

Из формулы (5), являющейся общим случаем работы анкерной заделки, легко получить предыдущую (4) как частный случай для горизонтальной поверхности ($\Theta = 0$) и вертикального направления анкера ($\beta = 0$).

Как правило, анкеры, располагаясь вдоль оси плотины, подпорной стенки или анкерной штольни, представляют собой линейную нагрузку, на которую распространяются полученные выше решения. Однако в отдельных случаях может встретиться одиночная анкерная заделка с натяжением $P = q$.

Для получения этого решения используем принцип, предложенный проф. Н. А. Цытовичем при расчете фундаментов и д. т. н. А. А. Лугой при расчете свай. По аналогии с этим при натяжении анкера $P=q$ в массиве возникает суммарная сдвигающая сила, приблизительно равная ΣT сдв. для группы анкеров с интенсивностью нагрузки q . Поскольку в данном случае поверхность выпора представлена в виде конуса, полученного вращением образующей вокруг оси анкера, удерживающая сила для каждого пласта собирается с площади круга, а не с полосы как в предыдущем решении.

Поэтому суммарная удерживающая сила в этом случае должна быть в «П» раз больше. Тогда необходимую глубину заделки одиночного анкера можно найти по формуле

$$h_p = \sqrt{\frac{1}{\pi}} \cdot h_q = 0,565h_q \quad (6)$$

где h_p — необходимая глубина заделки одиночного анкера;

h_q — необходимая глубина заделки группы анкеров согласно формы (4) или (5).

В практических расчетах в формулах (4, 5) и (6) следует вводить коэффициент запаса, что должно обеспечить устойчивую работу массива в допредельной стадии.

Следует указать на недопустимость применения приведенных выше формул для тех случаев, когда вес захватываемой анкером скальной породы не создает нормальных сжимающих напряжений по пластовым трещинам (анкерование сводов подземных выработок).

Одним из частных случаев залегания скальной толщи в основании сооружений является слоисто-блочная среда при наличии крупной вертикальной трещины (некоторые пролеты водосливной плотины Фархадской ГЭС). Для определения необходимой глубины анкерной заделки в этом случае была получена расчетная формула на основе следующих предпосылок:

1) Скальная толща должна находиться в допредельном состоянии, исключаящем развитие пластических деформаций межпластового сдвига в обширной зоне. Сопротивление сдвигу по боковой поверхности объема породы, увлекаемой анкером, в этом случае не учитывается.

2) Вертикальная трещина с заполнителем экранирует напряжения. Она препятствует распространению сдвигающих напряжений за трещину, способствует концентрации этих напряжений в районе границы трещины и уменьшает удерживающие силы.

3) Как показали исследования этой расчетной схемы поляризационно-оптическим методом, площадь эпюр сдвигающих напряжений по горизонтальным площадкам в случае с вертикальной трещиной и без нее близки между собой. Следовательно, от действия натяжения анкера в скальном массиве по-

горизонтальным площадкам возникают сдвигающие силы, сумма которых равна по величине ΣT сдв. для массива без вертикальной трещины.

4) Удерживающие силы уменьшаются на величину предельной сопротивляемости клина, оставшегося за трещиной. Рас-

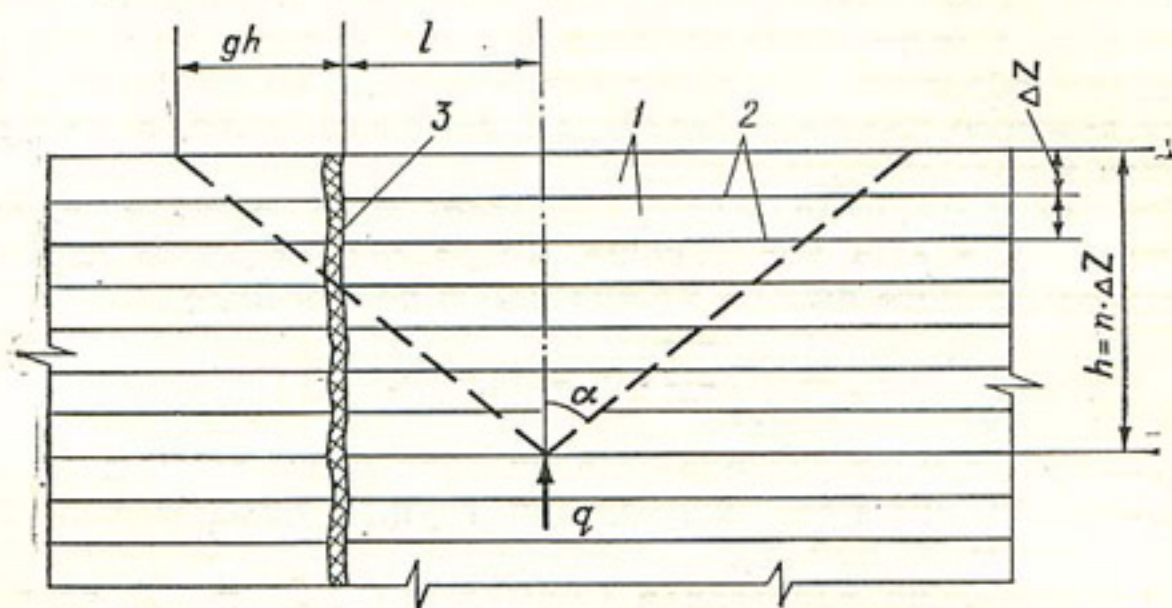


Рис. 43. Схема расчета при наличии в скальной толще основания крупной вертикальной трещины.

1 — пласты горных пород; 2 — пластовые трещины; 3 — вертикальная трещина.

четная схема изображена на рис. 43. Окончательная формула имеет следующий вид

$$h = \sqrt{\frac{n}{n+1} \cdot \frac{3q [(1-\mu) l_n \cos \alpha + (\mu+1) \sin^2 \alpha]}{\pi \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg} \alpha (2-y^3)}}, \quad (7)$$

где h — необходимая глубина заделки анкера, м;

n — число слоев скальной толщи;

q — интенсивность натяжения, т/м;

μ — коэффициент Пуассона скальной толщи;

γ — объемный вес скальной толщи, т/м³;

$\operatorname{tg} \varphi$ — коэффициент сопротивления сдвигу между пластами породы;

α — угол распространения активной зоны выпора;

y — безразмерный параметр.

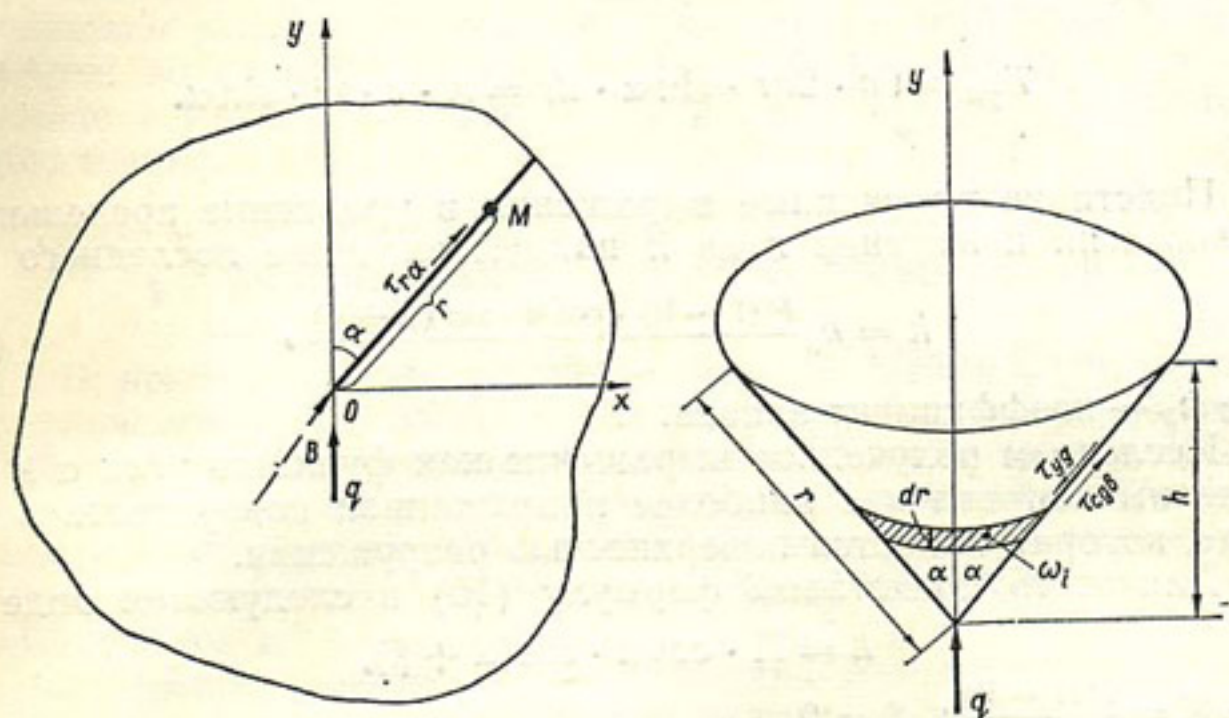
Параметр « y » изменяется от 0 до 1 и представляет собой отношение ширины участка объема вырыва, остающемуся за трещиной, к глубине заделки. При расчете его величиной задаются в зависимости от конкретных условий и получают необходимую глубину заделки анкера. В последующем при расположении анкеров в скальной толще их необходимо размещать от трещины на расстоянии

$$l = (1-y) h \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad (8)$$

Глубина заделки в монолитной скальной толще. В тех редких случаях строительной практики, когда основание сооруже-

ния представлено монолитными породами (например, толща мелов), расчет необходимой глубины заделки анкера должен производиться с учетом возникновения под действием натяжения анкера по определенным площадкам максимальных скалывающих напряжений.

Поскольку величина сцепления в монолитных скальных породах имеет очень высокое значение, в этом случае весом породы в объеме выпора можно пренебречь.



Р и с. 44. Определение напряжений в массиве под действием силы.
а) Схема к определению напряжений в массиве под действием силы; б) Схема к расчету равновесия конуса выпора породы под действием силы Q.

Для определения напряжений, вызывающих срез породы по поверхности разрушения, воспользуемся зависимостью теории упругости в полярных координатах для нагрузки, приложенной в упругом пространстве при плоской задаче (см. рис. 44).

$$\tau_{\alpha\beta}^p = \frac{1-\mu}{4\pi} \cdot \frac{P \sin(\alpha + \beta)}{r}, \quad (9)$$

где μ — коэффициент Пуассона породы;

P — натяжение анкера;

α — угол наклона образующей поверхности вырыва к направлению анкера;

β — угол между осью анкера и нормалью к поверхности основания;

r — расстояние от точки приложения нагрузки до рассматриваемой элементарной площадки.

Найдем суммарную силу сдвига-среза, действующую по боковой поверхности вырывающегося объема породы

$$T_{\text{выр}} = \int_0^r \tau_{\text{гд}}^p \cdot dr \cdot 2\pi r \cdot \sin \alpha = \int_0^r \frac{1-\mu}{4\pi} \cdot \frac{P \sin(\alpha + \beta) \cdot 2\pi \cdot r \cdot \sin \alpha}{r} dr = \\ = \frac{1-\mu}{2} \cdot P \cdot r \cdot \sin(\alpha + \beta) \cdot \sin \alpha.$$

Аналогично определим суммарную удерживающую силу, действующую по вырываемой поверхности и обусловленную структурным сцеплением породы

$$T_{\text{уд}} = \int_0^r c \cdot 2\pi r \cdot \sin \alpha \cdot dr = \pi \cdot c \cdot r^2 \cdot \sin \alpha.$$

Подставив полученные выражения в уравнение предельного равновесия и заменив r на h найдем значение последнего

$$h = k_3 \frac{P(1-\mu) \cdot \cos \alpha \cdot \sin(\alpha + \beta)}{6,28c}, \quad (10)$$

где k_3 — коэффициент запаса.

Исследуем полученное выражение как функцию угла α и определим направление наиболее напряженной поверхности в породе, которая является поверхностью разрушения.

Для этого представим формулу (10) в следующем виде

$$h = \Pi \cdot \cos \alpha \cdot \sin(\alpha + \beta),$$

где $\Pi = \frac{P(1-\mu)}{6,28}$; $\beta = 0$.

Возьмем первую производную полученной формулы по α и, приравняв ее к нулю, получим

$$h' = (\Pi \cos \alpha \cdot \sin \alpha)' \cdot d\alpha = \Pi \cdot \cos 2\alpha = 0.$$

Поскольку Π не равно нулю становится справедливым следующее равенство

$$\cos 2\alpha = 0 \rightarrow \alpha = 45^\circ.$$

Таким образом, выпор породы в монолитной среде происходит под углом $\alpha = 45^\circ$.

Исследование выражения (10) как функции угла β показывает, что наибольшая несущая способность основания при данной глубине заделки соответствует значению $\beta = 0$, т. е. расположению анкера нормально к поверхности.

В отличие от ранее известных методов расчета для монолитных средств (Л. Н. Джигоев, А. П. Тимофеев, А. А. Борисов и т. д.), авторы которых сопоставляют силу натяжения анкера с сопротивлением скалыванию по наперед заданной поверхности, зависимость (10), выведенная на основании решений теории упругости, исходя из сопоставления максимальных скалывающих и удерживающих сил, обусловленных напряженным состоянием

массива под действием натяжения анкера, позволяет производить расчет точными методами.

Вместе с тем последняя зависимость может быть использована как приближенная для расчета выпора скальной толщи, находящейся в запредельном состоянии.

Как указывалось выше, сопротивляемость трещиноватого скального массива действию нагрузки в запредельной стадии связана с сопротивлением выворачиванию блоков из своих «гнезд» и их взаимным зацеплением. Поэтому, если это сопротивление зацепления привести условно к сцеплению, то открывается возможность производить расчет заделок в скальной толще с помощью формулы (10) применительно к запредельной стадии.

§ 3. ОБЩИЕ ДАННЫЕ О КОНТРФОРСНЫХ ПЛОТИНАХ

В некоторых странах (особенно в Италии) наблюдается увеличение числа построенных массивно-контрфорсных плотин. Это объясняется некоторыми преимуществами такого типа плотин по сравнению с гравитационными: меньший объем бетона, более рациональное использование прочностных свойств материала, доступность элементов плотины для осмотра в период эксплуатации.

Новейшие конструкции этого типа плотины имеют сдвоенные контрфорсы с симметрично наклонными гранями. Автором этой конструкции плотины является К. Марчелло. Им разработана и рассчитана конструкция и основные ее элементы с целью получения экономичного надежного типового решения. Такая конструкция и получила наибольшее развитие в практике плотиностроения.

Проф. Н. П. Розанов считает, что массивно-контрфорсные плотины позволяют допускать некоторые неравномерности их осадки и подвижки. Поэтому этот тип плотин достаточно надежен при скальных основаниях небезукоризненного качества, а также в сейсмических районах.

Ф. Тельке в своей книге «Плотины» пишет, что массивно-контрфорсные плотины могут воспринимать сейсмические толчки по крайней мере так же хорошо, как и массивные гравитационные. В обоих случаях имеется в виду отсутствие в основании плотины активных сбросов.

Тем не менее, сейсмичность этих сооружений не находит себе того широкого подтверждения, какое имеют плотины гравитационные, особенно в случае больших высот.

На ряде построенных контрфорсных плотин наблюдается опасное трещинообразование. В США имеются контрфорсные плотины, водохранилища которых не решаются наполнять выше 70% расчетного напора. Специалисты США высказали недо-

верие к этим весьма интересным в инженерном смысле сооружениям и строительство контрфорсных плотин там не ведется.

Ф. Тельке в книге «Пути развития плотиностроения в области сооружения бетонных плотин» указывает на необходимость, по опыту строительства в Швеции, расчетного армирования контрфорсов в двух направлениях.

При большой высоте массивно-контрфорсные плотины делают ненадежным пропуск паводковых расходов непосредственно через плотину, в чем особое преимущество имеют гравитационные плотины. Пропуск значительных паводковых расходов может привести к вибрации сооружения, даже в случае устройства донных отверстий. Это в конечном счете потребовало строительства нового берегового водосброса.

Указанное обстоятельство, наряду с другими, явилось одной из причин отказа от контрфорсной плотины для Красноярской ГЭС на р. Енисей.

Говоря об экономичности массивно-контрфорсных плотин, для всех становится очевидным их преимущество в объемах бетонных работ по сравнению с гравитационными. Однако это условие нельзя отнести в равной степени к их стоимости.

В этом отношении весьма обстоятельные сравнения были произведены итальянскими специалистами при выборе типа плотины Бау Мулжерие, высотой 62 м (о. Сардиния), а также при выборе других плотин примерно той же высоты. Эти расчеты показали, что экономия массивно-контрфорсных плотин в сравнении с гравитационными в среднем составляют: в бетоне от 20 до 40%; в стоимости от 15 до 25%.

Эти подсчеты производились для условий мягкого климата и без учета сейсмичности. В условиях резко континентального климата и при учете сейсмичности потребуется ряд конструктивных решений, удорожающих сооружение, таких как: устройство антисейсмических балок жесткости или диафрагм, утепляющей стенки, значительного увеличения площади опалубки, общего процента армирования, а также количества цемента, в особенности для элементов напорной грани в силу сработки горизонтов воды водохранилища к зимнему периоду, периодического смачивания и промораживания бетона.

Сделанные Ленгидропроектом расчеты стоимости различных вариантов плотины Красноярской ГЭС на р. Енисее, показали, что в случае массивно-контрфорсной плотины высотой 118 м капиталовложения в гидроузле всего на 2% меньше, чем при строительстве гравитационной плотины.

С точки зрения специалистов США, облегченные плотины, в том числе и контрфорсные, практически не дают никакой экономии, так как требуют не только дополнительных расходов опалубки, цемента, арматуры, а главное вызывают замедленный темп работ, вследствие повышенных конструктивных требо-

ваний, связанных с ажурностью конструкции. Однако в ряде случаев строительство таких плотин целесообразно.

В настоящее время на территории Средней Азии ведется строительство двух плотин подобного типа: Андижанская и Кировская.

§ 4. ПЛОТИНА АНДИЖАНСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА НА р. КАРАДАРЬЕ (СТРОЯЩАЯСЯ)

Гидроузел находится в восточной части Ферганской долины на границе Андижанской области УзССР и Ошской области Киргизской ССР.

Плотинный гидроузел расположен в горном ущелье шириной 800 м, через которое р. Карадарья выходит в долину. Выше в р. Карадарью впадают два притока р. Яссы и Куршаб. При слиянии этих рек образовалась естественная чаша, удобная для создания водохранилища емкостью до 1,75 млн. м³. Ниже ущелья расположен Кампырраватский водозаборный узел, построенный в 1940 г.

Район водохранилища характеризуется следующими климатическими данными: средняя годовая температура воздуха +11,4°. Среднемесячная температура в июле +24,8°, максимальная +40,8°, в январе среднемесячная 4,9° и минимальная —31°. Средняя скорость ветра 3,4 м/сек, максимальная наблюдаемая — 14 м/сек. Годовое количество осадков 432 мм, величина испарений за год 660 мм.

Река Карадарья имеет ледниково-снеговое питание. Максимальные паводковые расходы проходят в период с апреля по июль. Максимальные расходы по данным за 43 года наблюдений составляют: замеренный 1080 м³/сек, расчетный 0,01% обеспеченности — 1770 м³/сек. Минимальные расходы наблюдаются в декабре — марте и составляют 25—150 м³/сек.

Среднегодовой расход р. Карадарьи равен 120 м³/сек, а среднегодовой сток — 3802 млн. м³. Движение наносов в основном наблюдается в паводковый период и составляет 93,8% годового стока. Среднегодовой сток наносов 6,6 млн. м³.

Наибольшая мутность наблюдается в мае — июне и достигает до 7,85 кг/м³. Средняя мутность потока за время наблюдений равна 1,98 кг/м³.

В связи с неравномерностью внутригодового стока и частой повторяемостью маловодных лет, земли, орошаемые из р. Карадарьи, имеют низкую водообеспеченность. Поэтому емкость водохранилища была принята максимально возможной по топографическим условиям в размере 1,75 млрд. м³.

В геологическом строении участка строительства плотины Андижанского водохранилища принимают участие палеозойские хлоритовые сланцы, глинистые породы нижекарбонового возраста и четвертичные отложения.

Основанием плотины служат окварцованные хлоритовые сланцы с дайками и жилами изверженных пород. Большой частью своего основания плотина располагается на грубополосчатых сланцах ($80 \div 85\%$), $10-15\%$ на тонкополосчатых сланцах и $4-5\%$ на изверженных породах. Хлоритовые сланцы основания плотины характеризуются следующими физико-механическими свойствами: $\sigma_{сж}^{вр} = 500 - 550 \text{ кг/см}^2$, объемный вес $2,62-2,68 \text{ т/м}^3$, модуль деформации $E_{осн} = 45 \div 60 \text{ тыс. кг/см}^2$.

В прошлом горные породы в районе плотины подвергались глубокому динамометаморфизму. Поэтому наряду с литогенетическими трещинами получили широкое развитие микро- и макротектонические трещины. В основании плотины имеется ряд разломов, секущих ось плотины. Ширина разломов довольно значительна, заполнителем является милонит (продукт дробления и оглинения горных пород). На русловом участке плотины имеется 3 зоны разломов, составляющие в сумме 35% площади основания. За исключением отдельных зон, основание плотины характеризуются малыми величинами удельных водопоглощений.

Район строительства является сейсмически активным. В частности, в 1905 г. и в 20-х годах нашего века г. Андижан был сильно разрушен от землетрясений. По уточненной карте сейсмического районирования Узбекистана район Андижанского водохранилища относится к девятибалльной зоне.

В состав сооружений плотинного гидроузла входят: бетонная плотина с противофильтрационно-укрепительными мероприятиями и дренажем в основании; сооружения по отводу из плотины дренажных вод и насосные станции; укрепление левобережного склона; водопропускные сооружения; сооружения по пропуску строительных расходов; гидроэлектростанция.

Плотина расположена в 325 м от существующего гидроузла. Тип плотины бетонный массивно-контрфорсный со спаренными контрфорсами.

Большую часть опалубливаемых поверхностей предполагается выполнить из армопанелей, что значительно облегчает производство работ. Армопанели включают в себя арматуру в двух направлениях.

Для ликвидации опасности трещинообразования в бетоне запроектирована поярусная укладка бетонной смеси при высоте ярусов до 2 м. Снижению трещинообразованию будет также способствовать искусственное охлаждение бетонной смеси, выдаваемой автоматизированным бетонным заводом и утепление свежеложенных блоков в зимнее время.

Плотина криволинейна, русловая часть на длине 775 м расположена по дуге с радиусом $R = 1000 \text{ м}$.

Максимальная высота плотины 115,5 м, длина по гребню 965 м. Заложение верхового и низового откосов $m = 0,5$.

По длине плотина разбита на 37 секций и два береговых устоя. Секции плотины пустотелые, шириной 25 м каждая.

Для повышения устойчивости на сдвиг подошва плотины наклонена в сторону верхнего бьефа под углом 7° к горизонту. Секции имеют полости шириной 7,5 м.

В основании плотины под верховой гранью вдоль всего напорного фронта предполагается выполнить трехрядную цементационную завесу глубиной 50 м. Цементационная завеса заглубляется в левый борт на 200 м и в правый борт на 35 м.

На участках, где основанием плотины служат тектонические трещины (разломы), дополнительно к цементационной завесе проектом предусмотрено устройство против одной водопропускной секции бетонного понура и против одной из береговых секций понура из суглинка.

Сами трещины в пределах котлована расчищаются и забиваются бетонными пробками, под которыми устраивается горизонтальный дренаж.

В полостях секций плотины устраивается глубинный дренаж скального массива основания, состоящий из двух рядов вертикальных и наклонных скважин. Глубина скважин первого ряда 30 м, второго — 20 м.

Дренаж бортовых склонов предполагается выполнить с помощью специальных штолен общей длиной 330 м. Из штолен разбуливается система скважин в дренируемом скальном массиве. Для отвода дренажных вод из полостей плотины служат трубчатые коллекторы диаметром 800 мм, заложенные в тело плотины.

Водопропускные сооружения располагаются в теле плотины во внутренних полостях шести русловых секций (21—26). Глубинные отверстия размещены в три яруса. Первый ярус имеет шесть временных отверстий размером 4×5 м и два постоянных размером $2,5 \times 5$ м с отметкой порога 109 м. Второй ярус имеет шесть постоянных отверстий размером $4 \times 4,47$ м с отметкой порога 145 м. Третий ярус имеет два водосливных отверстия, расположенных между секциями.

Отметка порога водослива 196,0 м. Каждое отверстие оборудовано двумя плоскими глубинными затворами размером $4 \times 4,5$ м.

Две русловые секции (21 и 22) служат водовыпуском. Сбрасываемая через них вода поступает в подводящий канал Шариханская. Остальные четыре секции водосбросные.

Строительные расходы пропускаются через шесть временных отверстий, оборудованных одной линией плоских затворов $4 \times 4,5$ м, рассчитанных на подъем горизонта воды в водохранилище до отметки 141 м ($H = 32$ м).

После готовности водопропускных сооружений второго яруса временные отверстия заделываются. Меженные расходы пропускаются через 2 постоянных отверстия, оборудованных двумя линиями плоских затворов размером $2,5 \times 4,0$, рассчитанных на напор 46 м.

Отверстия расположены в полости на стыке секций 21 и 22. Деформационный шов между этими секциями по условиям сейсмостойкости плотины цементируется.

В период эксплуатации через эти отверстия будут пропускаться расходы при горизонтах воды в водохранилище ниже отметки 155 м.

У отверстий второго яруса, на входных участках водоводов, в плоскости напорной грани расположены пазы для ремонтных затворов. Плоский ремонтный затвор отверстий второго яруса перекрывает отверстие $6,0 \times 6,5$ м и рассчитан на напор 60 м.

На средних участках водоводов расположены аварийные плоские скользящие затворы сварной конструкции, перекрывающие отверстия $4,0 \times 5$ м и рассчитанные на напор 70 м. Маневрирование этими затворами осуществляется гидроподъемниками грузоподъемностью 700 т. На концевых участках водоводов расположены сегментные эксплуатационные затворы размером $4,0 \times 3,0$, при расчетном напоре 78 м, допускающие маневрирование затворами при любых горизонтах воды в водохранилище.

Участки водопроводящих труб между входом, аварийными и рабочими затворами защищены стальными облицовками.

Отверстия третьего яруса расположены на стыке секций 23—24 и 25—26. Они представляют собой два водослива, каждый из которых оборудован двумя плоскими затворами размером $4,0 \times 4,5$ м.

Водобой водопропускных сооружений выполнен в виде колодца, заглубленного в скальную толщу до отметки 95 м. Дно и стенки колодца выполняются из железобетона толщиной 4 м. Расчетный расход водовыпуска 330 м³/сек, водосброса — 1500 м³/сек.

В состав гидроузла входит гидроэлектростанция приплотинного типа со зданием, не воспринимающим напора. Установленная мощность ГЭС — 100 тыс. квт. — четыре агрегата по 25 тыс. квт. каждый.

Рабочий напор на ГЭС — 95 м, расход 136 м³/сек. Вода по двум водоводам $d = 4$ м, расположенным в 15 и 16 секциях плотины, поступает через турбины в верхний бьеф существующего водозаборного гидроузла, а затем в канал Шарихансай. ГЭС работает в режиме ирригации.

а) Описание гидроузла

Токтогульский гидроузел строится в среднем течении р. Нарын в горах Тянь-Шаня. Созданное с помощью комплекса сооружений водохранилище, предназначено для многолетнего регулирования стока р. Нарын с целью развития и улучшения орошения в бассейне р. Сырдарьи и создания мощной гидростанции в центральной зоне среднеазиатской энергетической системы.

В необходимости строительства гидроузла преобладающее значение имеет развитие орошения как по величине народно-хозяйственного эффекта, так и по назревшей необходимости ликвидации маловодья, ставшего препятствием к развитию хлопководства и повышению урожайности фактически засеваемых земель.

По своему расположению и параметрам Токтогульское водохранилище с огромной чашей оказывается единственным в бассейне р. Сырдарьи, способным решить задачу многолетнего регулирования стока для орошения с соблюдением требований гидроэнергетики, совместно с существующими Кайраккумским и Чардаринским водохранилищами.

Основные параметры гидроузла: полная емкость водохранилища — 19,5 млрд. м³; полезная емкость водохранилища — 14,0 млрд. м³; высота плотины — 215 м; максимальный расход 0,01% обеспеченности — 3620 м³/сек; установленная мощность ГЭС — 1200 тыс. квт.

По параметрам водохранилища и плотины Токтогульский гидроузел относится к числу крупнейших в мире. Местоположение плотины зависимо от сложных тектонических условий района строительства. Чашей водохранилища является Кетмень-Тюбинская котловина, близ горловины которой проходит один из крупнейших тектонических разломов земной коры — Таласо-Ферганский разлом.

В связи с катастрофическим землетрясением 1946 г., начатый разведкой ближайший к водохранилищу Кетмень-Тюбинский, створ был оставлен.

Схемой энергоиспользования р. Нарын вниз по течению были выдвинуты еще 2 возможных створа, предполагавшиеся в поясе 8—9 балльных землетрясений: Карасуйский — на расстоянии 20 км от горловины Кетмень-Тюбинской котловины и Ишсайский — в 15 км от Карасуйского.

Специальные исследования, произведенные институтом физики земли АН СССР в 1962—1963 гг., показали, что район имеет сейсмичность более 9 баллов. Сейсмичность возрастает по мере приближения к Кетмень-Тюбинской котловине. Естественным было стремление отодвинуть створ сооружений от

Таласо-Ферганского разлома. Однако по мере сдвижки створа вниз по течению р. Нарын гидроузел приближался к другому эпицентру сильнейших землетрясений в районе озера Сары-Челек. По сейсмическим и предварительным инженерно-геологическим данным был выбран Карасуйский створ, для которого принята расчетная сейсмичность 9 баллов с проверкой на 10.

Выбранный для строительства Карасуйский створ представляет собой узкое скалистое ущелье с почти отвесными бортами, высота наименьшего (левого) борта около 700 м. Крутизна склонов от 60 до 80—90°. Участок створа сложен осадочными горными породами — известняками каменно-угольного периода, подвергшимся глубокому динамометаморфизму, в результате чего известняки приобрели мелкокристаллическую структуру и признаки мраморизации. Горные породы представляют из себя сложное геологическое складчатое сооружение.

Пласты известняков, простирающиеся вкрест русла реки, круто падают в направлении против течения под углом 50—70°. Мощность пластов изменяется от 0,1 до 2,5 м.

Кроме трещин напластования, массив разбит еще пятью основными системами трещин различного генезиса: от усадочных до тектонических (в том числе псевдотектонические — трещины бортового отпора). При пересечении крутопадающих меридиональных тектонических трещин с пологими трещинами южной и юго-восточной систем получили развитие вышеупомянутые трещины бортового отпора.

Развитие этих трещин привело к отчленению от основного скального массива отдельных блоков толщиной до 50 м.

Ширина трещин бортового отпора на поверхности достигает 5,0—2 м. По мере углубления в массив ширина их уменьшается и в глубине массива составляет не более 10 см. Основная масса трещин заполнена кальцитом и тонкой корочкой глинки трения.

Исключение составляют трещины бортового отпора, имеющие суглинисто-щебенистый заполнитель, по большей части просто суглинистый. Частично трещины бортового отпора носят зияющий характер. Поверхность стенок трещин бортового отпора волнистая. Трещины бортового отпора характерны для всего участка крутого каньона, где располагается створ плотины. Скальные массивы, отчлененные трещинами бортового отпора, располагаются по всей высоте как правого, так и левого бортов каньона. Общий объем этих массивов составляет несколько миллионов кубометров. Можно предположить, что к началу строительства крутой скальный каньон был частично подготовлен к разгрузке. Часть массивов, отчлененных трещинами бортового отпора, по всей видимости находилась в равновесии, близком к предельному, за счет взаимозаклинивания.

Кроме разломов первого порядка, как Таласо-Ферганский разлом, Карасуйский грабен и т. д., цельность горных пород

района строительства нарушена многочисленными мелкими разломами, самостоятельными или оперяющими основные.

Для строительства сооружений гидроузла был выбран цельный блок, имеющий протяженность вдоль реки около 800 м и ограниченный с обеих сторон разломами.

Характер ущелья района створа, позволяющий осуществить по топографическим условиям плотину с небольшим объемом, крайне неблагоприятен для производства работ как труднодоступный, а также камне-и обвалоопасный. Даже очень незначительные по полезной площади выемки приводили к необходимости выполнения больших объемов земельно-скальных работ.

Так, например, устройство основной дороги по правому берегу р. Нарын в ущелье длиной 12 км было связано с выполнением выемок до 4 млн. м³.

Первоначально в проекте рассматривались арочная и каменно-набросная плотины.

Выбор типа плотины был основан на следующих условиях:

1) Наиболее экономичная купольная арочная плотина, соответствующая топографическому профилю ущелья, была отклонена по инженерно-геологическим условиям створа.

2) После рассмотрения различных видов плотин бетонных и из местных материалов подробному сравнению были подвергнуты арочно-гравитационная и каменно-набросная с центральным ядром, приблизительно равноценные по стоимости. Стоимость гидроузла с бетонной арочно-гравитационной плотиной оказалась на 5—10% ниже, чем с каменно-набросной.

3) Ограниченная протяженность цельного скального блока не позволяла разместить в его пределах распластанную каменно-набросную плотину, напорные и отводящие водоводы гидроэлектростанции и туннельные водосбросы, пересекающие зоны разломов.

4) Пропуск строительных расходов при бетонной плотине решался с помощью одного строительного туннеля длиной 800 м, в то время как для каменно-набросной плотины необходимо поярусное устройство туннелей общей длиной 3000 м. Следует отметить, что при современном состоянии техники горно-проходческие работы не составляют больших трудностей.

5) Принятая в проекте конструкция каменно-набросной плотины с центральным ядром не удовлетворяла условиям устойчивости при сейсмичности 9 ÷ 10 баллов.

По совокупности обстоятельств в проекте была выбрана арочно-гравитационная плотина, для которой рассматривались варианты подземного и открытого (пристроенного) здания ГЭС.

Разработанная в проекте арочно-гравитационная плотина Токтогульского гидроузла имела массивный поперечный профиль с наклоном низовой грани 1 : 0,5 и вертикальной верховой

гранью. Радиус кривизны плотины $R = 240$ м, ширина по гребню 16 м, по основанию — 105 м.

Для выбора оптимального расположения плотины было произведено сравнение ряда вариантов в интервале участка каньона длиной 300 м. При этом решающее значение имели условия опирания пят плотины в «здоровую скалу», за пределами трещин бортового отпора. Большая ширина плотины в основании и в пятах, наряду с сильным развитием трещин бортового отпора, обусловили глубокую врезку в борта и, соответственно, значительный объем скальных выемок.

Ближайшими аналогами конструкции арочно-гравитационного варианта Токтогульской плотины служат построенные плотины Хангри-Хорз и Глен-Каньон. Однако инженерно-геологические и сейсмические условия Токтогульского гидроузла не похожи на соответствующие условия указанных выше аналогов. В смысле макротрещиноватости основания некоторое подобие может быть отмечено с японской плотинной Кавамата.

Не касаясь различных компоновок сооружений гидроузла при арочно-гравитационной плотине, остановимся на условиях, которые явились определяющими в окончательном выборе типа плотины.

Наличие в районе гидроузла массивов, отчлененных трещинами бортового отпора, вызывает опасность обвалов и нарушения основания плотины, что приведет к ее аварии. В связи с этим, безопасности сооружений гидроузла должно быть уделено особое внимание.

При удалении неустойчивых массивов борт каньона для придания ему устойчивости должен быть уположен (по предварительным геологическим данным) до 55° , а на откосе оставлены бермы безопасности. Следствием этого является значительное увеличение объема скальных работ. Кроме того, после проведения взрывных работ в поверхностном слое откоса могут возникнуть дополнительные трещины, и породы будут более подвержены выветриванию, чем естественные склоны.

Мероприятия, предотвращающие последствия взрывов (интенсивное выветривание), создадут трудности при производстве работ в котловане, что значительно отразится на стоимости и сроках строительства.

Скальный массив очень чувствителен к любым разгрузкам. Опасность представляет не только разгрузка массива растягивающими напряжениями. Простая поперечная разгрузка может привести к неплотности в системе трещин в такой степени, что это повлечет за собой быстро прогрессирующее уменьшение «зацепления» и потерю отдельным массивом устойчивости, или образование новых обвалоопасных блоков на откосе.

Укрепление обвалоопасных массивов по сравнению с выемкой этой породы имеет следующие преимущества: а) возможность одновременного проведения укрепительных, скальных и

бетонных работ по гидроузлу, что обеспечит сокращение срока строительства; б) создание большей безопасности при производстве скальных работ; в) получение экономического эффекта.

Из многочисленных исследований явствует, что из-за наличия при взрывах поверхностных волн, взрывные работы могут явиться причиной обрушения отдельных уступов поверхности склона даже на значительном расстоянии от места взрыва. Влияние сейсмике взрывов при надлежащем производстве работ на общую устойчивость борта незначительно.

Удаление поверхностной части неустойчивых массивов не обеспечит безопасности работ в котловане из-за вывалов при взрывах. Укрепление склона с помощью анкеров и цементации может создать необходимую безопасность при проведении работ в котловане.

В силу того, что взрывные работы мало влияют на общую устойчивость откосов, вызывая обрушение только поверхностных блоков, проектом было намечено провести укрепление в две очереди. В первую очередь должна была быть обеспечена устойчивость борта при взрывах и подрезке неустойчивых массивов котлованом плотины, во вторую — устойчивость массивов при расчетной сейсмической нагрузке.

В последние годы в зарубежной и отечественной практике строительства все чаще применяют искусственное укрепление неустойчивых массивов, расположенных в районе сооружений в тех случаях, когда обрушение этих массивов трудноосуществимо по условиям техники безопасности и связано со значительными объемами дорогостоящих работ.

Например, гибкие тросовые тяжи большой длины применяли на плотине Ванапум (США), Мюльдорф (ФРГ), Кавамата (Япония); жесткие шланговые анкера — на плотине Дез (Иран), Гувер и Оровилл (США), Коунрадском и Кургашиканском карьерах (СССР). Цементацию в сочетании с анкерным креплением применяли на всех перечисленных объектах.

Таким образом, отечественный и зарубежный опыт подтверждает техническую возможность укрепления.

Для выбора наиболее рационального основного способа укрепления в проекте были рассмотрены следующие возможные методы.

Цементация. Закрепление скальных массивов путем инъекции соответствующих растворов производится с целью увеличения сдвиговых показателей по трещинам, образующим поверхность скольжения. Проведенные в отечественной практике опыты по вымыву заполнителя трещин и получению реагентов, способных закреплять породы без удаления заполнителя, пока не дали положительных результатов.

Кроме того, ограничение давления инъецируемого раствора не позволяет обеспечить необходимое уплотнение массива, (повышение модуля деформации) обеспечивающее большую

устойчивость последнего и повышение сдвиговых параметров по трещинам.

Укрепление скального откоса инъекционным способом представляется целесообразным в комбинации с другими видами укрепления.

Бетонные подпорные контрфорсные стенки. Для укрепления неустойчивых массивов с помощью бетонных подпорных контрфорсных стен необходимо устройство последних большой высоты, поскольку неустойчивыми бывают, как правило, крутые склоны большой высоты.

Крутизна склонов, отсутствие на них природных полок для устройства основания стенок, а также большой объем бетонных и арматурных работ, укладка и установка которых в данных условиях сложна, создают неблагоприятные условия для применения этого способа укрепления.

Железобетонные сваи и шпонки. Железобетонные сваи устраиваются путем заполнения выработок, пересекающих поверхность скольжения массива железобетоном. Железобетонные шпонки представляют собой разновидность крепления с помощью свай. Шпонка устраивается путем проходки штолен вдоль трещины в районе пологой части поверхности скольжения и последующего заполнения выработок железобетоном. Несущая способность свай и шпонок на срез довольно высока. Однако скальный массив в зоне расположения трещин разуплотнен, что усугубляется проходкой выработки. В связи с этим, несущая способность скального основания, в отличие от тела самой сваи (шпонки), низка. Вследствие невысокой несущей способности, трудоемкости и дороговизны, а главным образом из-за наличия большого числа трещин в разных местах и направлениях применение железобетонных шпонок ограничено.

Анкерование откосов. Для анкерования отдельных массивов на скальных откосах могут быть использованы жесткие или гибкие металлические тяжи. Жесткие тяжи имеют более низкую, по сравнению со стальными канатными тросами, прочность. Для их установки требуется в 2 раза больший объем бурения, чем для гибких.

Принимая во внимание высокую стоимость буровых работ, трудность стыкования звеньев анкера и сложность установки анкера большой длины в скважину, применять жесткие штанговые анкера для крепления откосов целесообразно при длине анкера не более 6 м.

Стальные канатные анкера имеют большую несущую способность, для них не опасны изгибающие напряжения. Монтаж гибких анкеров даже значительной длины в сквозных скважинах не представляет больших трудностей.

Укрепление отчлененного массива предварительно напряженными тросами, помимо создания необходимого удерживающего усилия способствует обжатию массива. При этом до неко-

торой степени повышается плотность сложения массива, появляется возможность производить инъекции цементного раствора под нормальным давлением, что увеличит устойчивость массива и предотвратит опасность легкой деформации сдвига. Распределенная по склону сетка анкеров предотвратит выпадение отдельных поверхностных блоков породы.

Таким образом, наиболее предпочтительным способом укрепления скальных массивов для условий строительства Токтогульского гидроузла является анкерование их с помощью гибких стальных тросов.

Из-за трудности бурения глубоких скважин при длине анкеров более 60 м возможно сочетание анкеров с железобетонными шпонками. Дополнительное удерживающее усилие, создаваемое анкерами и шпонками, обеспечивает расчетную устойчивость массива. После устройства шпонок и натяжения анкеров должна была быть произведена заполнительная цементация скважин и частичная укрепительная цементация массива, следом за которой устраивался дренаж. Конструкция анкерного тяжа показана на рис. 45.

При оценке целесообразности применения того или иного варианта укрепления часто решающим является срок выполнения работ. При близкой по величине стоимости и одинаковой безопасности для эксплуатации предпочтение следует отдавать варианту, обеспечивающему ввод сооружения в эксплуатацию в наиболее короткий срок.

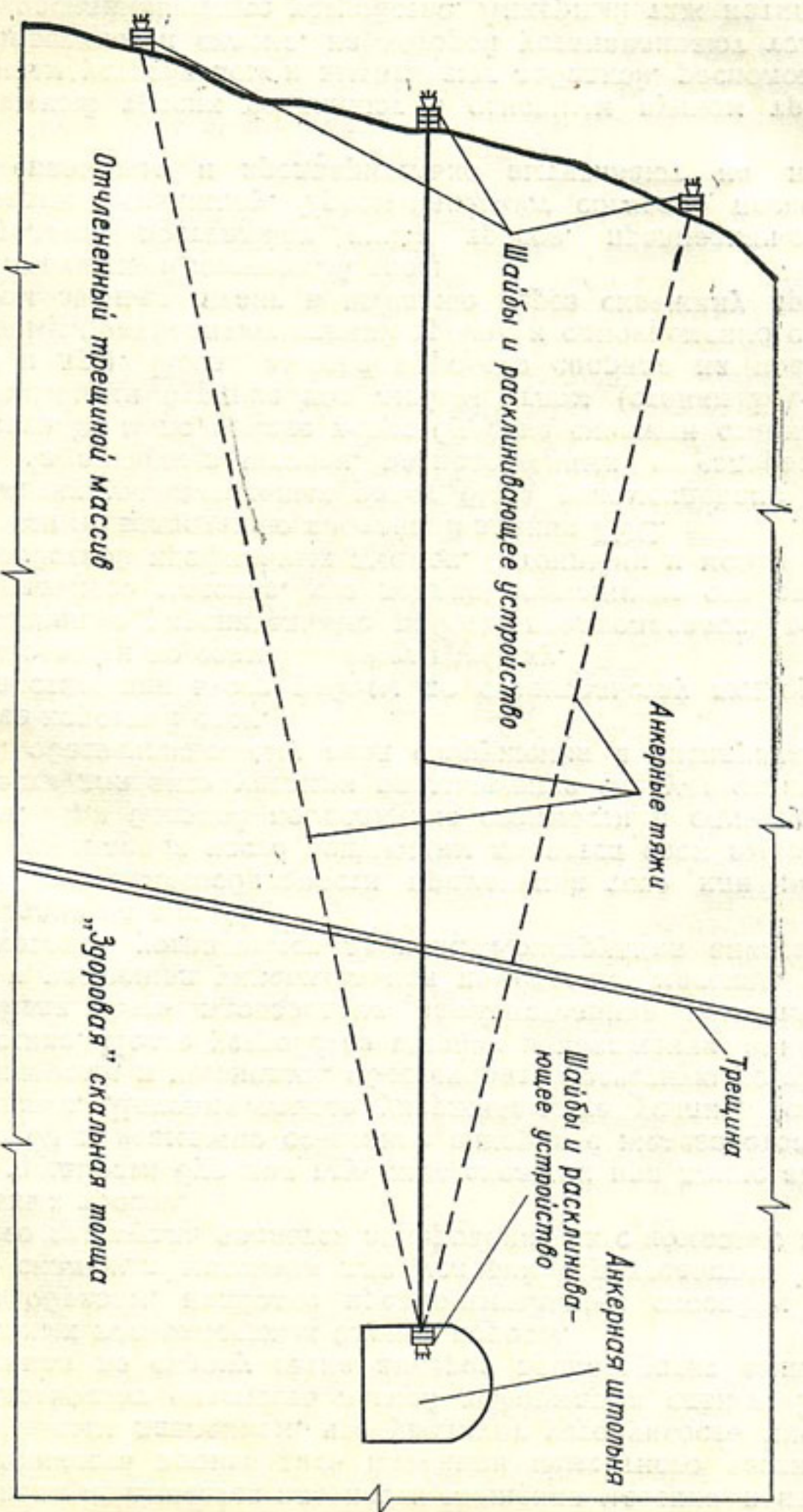
Для достижения этого работы по строительству гидроузла необходимо вести по совмещенному графику.

Все основные укрепительные работы предполагалось вести внутри скального массива, что делало возможным совмещать их с разработкой профильных выемок, бетонными и монтажными работами по возведению плотины и здания ГЭС.

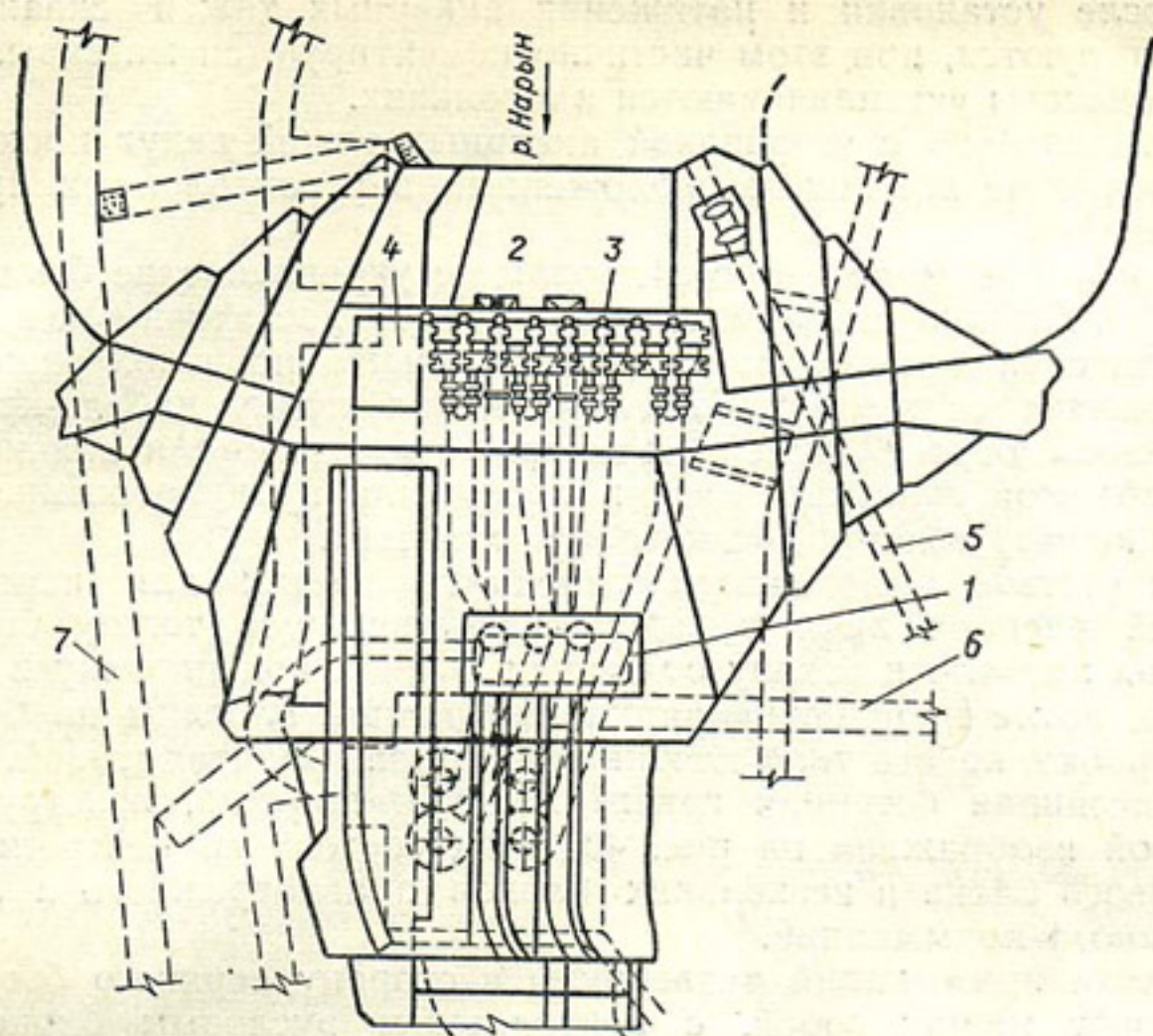
Технология укрепительных работ была рекомендована следующая. Из анкерных штолен, расположенных в «здоровой» скале, через 30 м по высоте ведут бурение скважин станками, обеспечивающими бурение под любым углом (станки БА-100, НКР-100 и др.). После выхода бурового снаряда на поверхность к нему прикрепляют тонкий тросик и одновременно с вытягиванием звеньев штанг в штольню через скважину протаскивают монтажный пионерный тросик.

В штольню доставляют пучок тросов, предназначенных для закладки в скважину. Тросы нарезают согласно паспорту бурения скважины и предварительно вытягивают на полигоне.

Монтажный тросик соединяют с основным пучком тросов специальным устройством и вытягивают лебедкой, расположенной на поверхности склона, на которой устанавливают только шайбу и расклинивающее устройство. Анкерный тяж натягивают домкратом со стороны штольни.



Р и с. 45. Анкерование обвалоопасных скальных массивов с устройством анкерных штолен,



Р и с. 46. Токтогульская плотина.

1 — здание ГЭС; 2 — аварийный водосброс; 3 — водоприемник ГЭС; 4 — поверхностный водосброс; 5 — левобережный строительный туннель; 6 — транспортный туннель к зданию ГЭС; 7 — строительный туннель (правобережный).

Устройство монтажной площадки у выхода каждого анкера невозможно, поэтому было предложено применить переносную монтажную площадку из уголкового железа, перемещаемую по откосу вниз-вверх с помощью лебедки. Лебедка должна быть установлена на верхних отметках борта на колесной платформе и передвигаться вдоль ущелья по рельсовым путям на металлической эстакаде.

Ввиду того, что борт ущелья имеет неровную поверхность, монтажную площадку решено было перемещать с помощью канатного четырехкорного подъемника, обслуживающего всю зону неустойчивых массивов. Подъемник отрывает площадку от поверхности скалы и при одновременной работе подъемной лебедки на колесной платформе устанавливает ее в необходимую точку склона. Грузы в любую точку склона подает тот же четырехкорный подъемник.

Порталы анкерных штолен располагались вне зоны работ и бесперебойно обслуживались воздухом, водой и электроэнергией. Грузы в штольни должен был подавать двухярусный канатный подъемник, расположенный в створе штолен, вынесенных в безопасную зону.

После установки и натяжения анкерных тяжей скважины цементируются, при этом частично цементируются массивы. Растворонасосы устанавливаются в штольнях.

Параллельно с установкой анкерных тяжей ведут проходку и заполнение шпонок, расположенных в установленных проектом местах.

Описанное выше запроектированное укрепление не было выполнено. Однако описание его приводится достаточно подробно в связи с уникальностью и принципиальной новизной решения.

Попытка осуществить врезку под площадку кабель-кранов на правом берегу привела к выводу из равновесия значительных объемов скальных масс и послужила предупреждением к производству выемок под котлован плотины.

Отсутствие возможности выполнить врезки для передачи усилий распора арки в «здоровую» скальную толщу бортов ущелья привело к отказу от всяких выемок под плотину и принятию, после проработки варианта арочной плотины на бетонной пробке, нового типа плотины бетонной гравитационной.

Массивная бетонная гравитационная плотина, конструкция которой изображена на рис. 46 и 47, состоит из центрального руслового блока и нескольких блоков правобережного и левобережного примыканий.

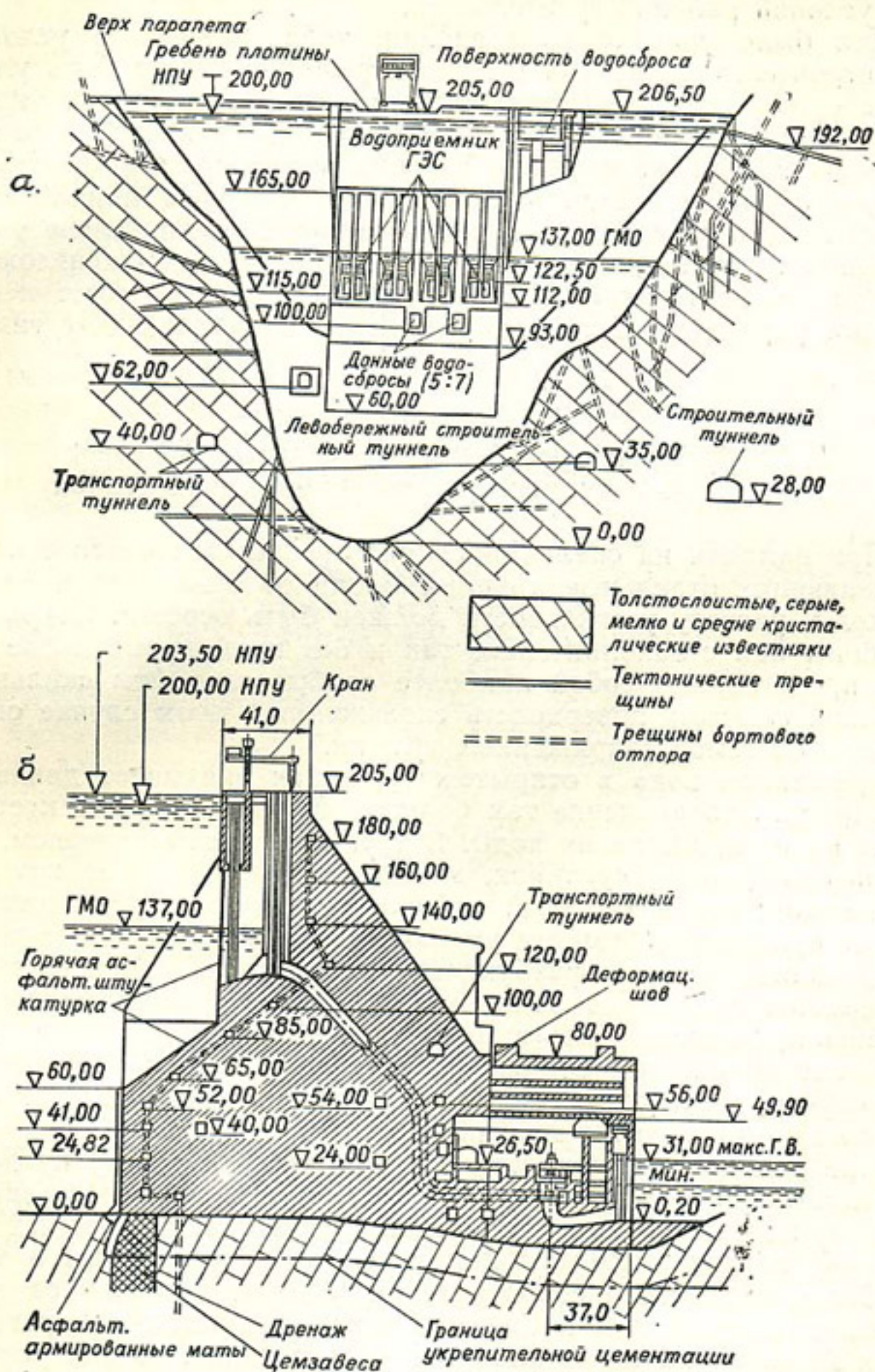
Блоки примыканий развернуты в сторону верхнего бьефа и образуют между собой, с центральным русловым блоком и скальными бортами, заклинивающуюся конфигурацию, что повышает их устойчивость на сдвиг. Блоки плотины разделены швами, нижняя часть которых цементируется, а остальная остается полураскрытой. Такая конструкция обеспечивает возможность подвижек при неравномерных осадках и обладает достаточной устойчивостью на сдвиг.

Водопропускные (водоприемник ГЭС) и водосбросные сооружения располагаются в пределах центрального блока плотины, находящегося в русле. Водосбросные сооружения представлены поверхностными и донными водосбросами. Продольные и поперечные разрезы по ним изображены на указанных выше рисунках.

Пропуск строительных расходов осуществляется на первом этапе через правобережный строительный туннель (работающий в настоящее время). В последующем строительные расходы будут переключены в левобережный строительный туннель.

Подобная трансформация типа плотины в процессе более детального изучения инженерно-геологических условий строительства и накопления опыта проектирования не является единичной. Аналогичное явление имело место при строительстве плотины Наглу на р. Кабул в Афганистане.

В настоящее время благополучные в инженерно-геологическом отношении створы высоконапорных гидроузлов на горных реках почти исчерпаны. Поэтому при изысканиях и проектиро-



Р и с. 47. Разрезы по Токтогульской плотине.
а) Входной оголовок. Вид с верхнего бьефа.
б) Продольный разрез по турбинному водоводу.

вании бетонных плотин необходим тщательный анализ природных условий района строительства.

Как было указано во введении, неблагоприятные условия для строительства плотин в горных условиях могут быть улучшены с помощью различных мероприятий, в частности укрепления анкерованием. Остановимся отдельно на вопросах расчета устойчивости массивов, отчлененных трещинами бортового отпора, а также определении наиболее опасного направления сейсмического воздействия и необходимого дополнительно удерживающего усилия, создаваемого укреплением. Нижеизложенные расчетные положения были разработаны при составлении проекта укрепительных мероприятий по Токтогульскому гидроузлу.

б) Расчет устойчивости скальных массивов отчлененных трещинами бортового отпора

При наличии на скальном склоне трещин бортового отпора, отчленяющих отдельные крупные блоки от основного массива, подход к расчету устойчивости должен быть особым. Открытые трещины как с заполнителем, так и без него, насыщенные водой, представляют собой наиболее слабые элементы скального массива. Поэтому поверхность скольжения в этом случае определится системой сопряженных трещин.

Трещинная вода в открытых трещинах оказывает давление на породу. Это давление тем больше, чем значительнее препятствие на пути движения воды. В трещинах с заполнителем, заполнитель (глина, суглинок, милонит) постепенно пропитывается водой, что в большей степени влияет на его свойства и может привести к резкому уменьшению сдвиговых показателей по трещине, а иногда к разбуханию заполнителя. В этих условиях щебенистосуглинистый заполнитель трещин (милонит) может сыграть при сдвиге роль «шарикоподшипника».

Сдвиг по системе сопряженных трещин может произойти в том случае, когда сопротивление сдвигу по расчетной плоскости скольжения становится меньше сдвигающих сил.

При падении сопряженной системы трещин в сторону долины сдвигающие силы обусловлены составляющей собственного веса отчлененного массива, сейсмической силой, внешней нагрузкой, гидростатическим давлением трещинной воды и т. п.

Силы, создающие сопротивление сдвигу, зависят от нормальных напряжений и сдвиговых характеристик по трещине. Если заполнитель имеет значительную толщину, то для расчета должны приниматься сдвиговые характеристики по заполнителю. В противном случае должна учитываться шероховатость стенок трещин.

Критерием состояния отчлененных системами трещин мас-

сивов скальных пород является их коэффициент устойчивости на опрокидывание и скольжение.

Расчет на опрокидывание. Устойчивость массива отчлененного от основного трещинами на опрокидывание определяется в предположении монолитности его по соотношению удерживающих моментов относительно точки опрокидывания при внешнем воздействии (в частности сейсме). Коэффициент запаса устойчивости определится соотношением этих моментов $K_{\text{опр}} = \frac{M_{\text{уд}}}{M_{\text{опр}}}.$

Наиболее опасное направление при сейсме принимается нормальным к линии, соединяющей центр тяжести массива с точкой опрокидывания.

Расчет на скольжение. Расчет устойчивости на скольжение следует проводить с учетом в начальный момент сдвиги сил трения и сцепления по всем плоскостям скольжения.

В этом расчете специфичным является наличие в скальном массиве ряда сопряженных плоскостей скольжения ориентированных под различными углами наклона к горизонту. Задача распределения частей веса массива между плоскостями скольжения решена для «сыпучей среды».

Лаборатория устойчивости бортов карьеров Всесоюзного института горной геомеханики и маркшейдерского дела (ВНИМИ) при расчете устойчивости предлагает делить массив на части (призмы упора и активного давления) путем проведения из точек перелома границы под углом 90° — или 45° без строгого обоснования указанного угла. Тот или иной угол вплоть до вертикального предлагается принимать в зависимости от крутизны откоса. Данная рекомендация относится к сыпучим грунтам и, по мнению лаборатории, может быть распространена на скальные откосы.

Расчет устойчивости отдельных массивов по методу ВНИМИ ведется графическим способом — методом многоугольника сил, базирующимся на решении задачи о равновесии сыпучей среды в предельно-напряженном состоянии способом Голушкевича.

В виду отличия скального массива, представляющего собой массу плотносложенных блоков с взаимным зацеплением последних, от сыпучей среды, применение вышеуказанной рекомендации дает несколько неточную картину действительного распределения веса массива между плоскостями скольжения.

Для более реальной оценки распределения веса массива на плоскости скольжения предлагается производить расчет по частям эпюры напряжений в горизонтальной проекции плоскостей скольжения. Предполагается, что вес массива действует как сосредоточенная сила, приложенная в центре тяжести массива, вызывая в горизонтальной проекции подошвы трапециевидальную эпюру напряжений. Части этой эпюры, ограниченные точками перелома в поверхностях скольжения, спроектированными на

основание эпюры, дают величину веса приходящегося на отдельные плоскости скольжения.

Для определения устойчивости массива против скольжения представляется возможным воспользоваться методом проекций, предложенным проф. Н. Н. Масловым. За ось проекции принимается наиболее вероятная из пологопадающих плоскостей скольжения.

Техника расчета состоит в следующем:

а) по поперечному геологическому разрезу находится центр тяжести массива и вычисляются краевые напряжения от веса на горизонтальную проекцию плоскостей скольжения (см. рис. 48) по формулам

$$a = \frac{2P(3h_B - h)}{h^2}; \quad b = \frac{2P(2h - 3h_B)}{h^2};$$

б) на горизонтальную проекцию плоскостей скольжения проектируются точки перелома поверхностей скольжения, из которых проводятся границы деления;

в) по законам геометрического подобия определяются площади частей эпюры, приходящиеся на различные плоскости скольжения;

г) каждая часть веса массива раскладывается на удерживающую и сдвигающую составляющие по отношению к соответствующей плоскости скольжения, удерживающая составляющая нормально к плоскости скольжения, сдвигающая параллельна;

д) по всем плоскостям учитывается удерживающая сила сцепления, если трещина имеет связанный заполнитель;

е) все удерживающие и сдвигающие силы проектируются на одну плоскость, называемую расчетной;

ж) по отношению проекций удерживающих и сдвигающих сил на эту плоскость определяется коэффициент запаса в различных расчетных условиях.

В качестве примера приводится формула для определения коэф-

фициента устойчивости на скольжение при наличии одной точки перелома и поверхности скольжения.

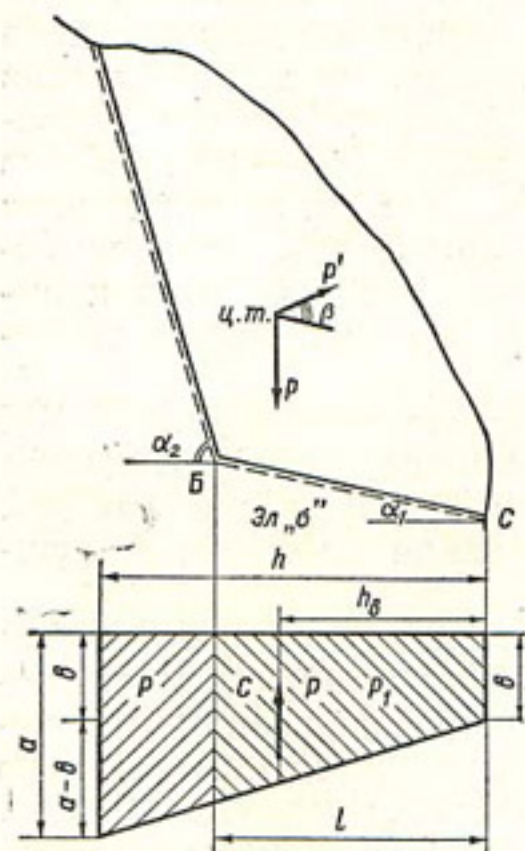


Рис. 48. Схема к определению краевых напряжений в горизонтальной проекции плоскостей скольжения.

Для нахождения наиболее опасного направления сейсмической силы при расчете на скольжение составим уравнение разности суммарной удерживающей и сдвигающей сил в зависимости от угла наклона сейсмической силы к расчетной плоскости скольжения (угол β на рис. 48).

Исследуя это уравнение на минимум, т. е. значение угла β , при котором массив имеет наименьшую устойчивость, получаем

$$f(\beta) = (P \cos \alpha - P \sin \beta) \operatorname{tg} \varphi - (P \sin \alpha + P^1 \cos \beta) \quad (13)$$

$$f(\beta) = \min \quad \text{при } \beta = \varphi$$

Следовательно, при направлении сейсмической силы под углом $\beta = \varphi$ разность удерживающих и сдвигающих сил минимальна и устойчивость откоса наименьшая. Данное направление и рекомендуется принимать как наиболее опасное направление сейсмической силы при расчете на скольжение.

Величина сейсмической силы, действующей на массив, зависит от балльности землетрясения (в соответствии с чем по нормам выбирается коэффициент сейсмичности K_c , конфигурации и расположения массива в пространстве).

В расчетах на сейсмику ее обычно определяют по формуле

$$P^1 = 1,5 \cdot K_c \cdot P, \quad (14)$$

где P^1 — сейсмическая сила;

1,5 — коэффициент, учитывающий увеличение сейсмической силы по высоте;

K_c — коэффициент сейсмичности;

P — вес массива (сооружения).

Как отмечалось в расчете устойчивости на скольжение, вес массива распределен между круто и пологопадающими плоскостями скольжения. Сейсмическое ускорение передается массиву через его основание, являющееся плоскостями скольжения. В случае, когда массив имеет крутопадающие плоскости скольжения с углом падения близким к 90° , вес его практически лежит на пологопадающих плоскостях скольжения. При этом массив имеет высоту над основанием, через которое передается ускорение, и формула (14) справедлива.

В случае, когда часть веса массива (P_2 на рис. 48), передаваемая на крутопадающие плоскости, равна или больше величины сейсмической силы, действующей на массив, передача ускорения происходит по всем плоскостям скольжения (по всему основанию). При этом массив не имеет высоты над основанием и расчет следует производить по формуле $P^1 = K_c P$ (15), т. е. в данном случае коэффициент 1,5 учитывать не следует.

Величина необходимого дополнительного удерживающего усилия. Необходимое дополнительное удерживающее усилие, созда-

ваемое искусственным укреплением, можно определить по зависимости

$$\Sigma A = K_{\text{ск}}(\Sigma N + P^1) - \Sigma Y, \quad (16)$$

где ΣA — дополнительное удерживающее усилие;
 $K_{\text{ск}}$ — нормативный коэффициент устойчивости;
 ΣN — сумма сдвигающих сил от собственного веса;
 P^1 — сейсмическая сила;
 ΣY — сумма удерживающих сил.

Приведенная выше методика расчета устойчивости скальных массивов, отчлененных трещинами бортового отпора, является одной из первых попыток в данном направлении и подлежит дальнейшему усовершенствованию.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алтунин С. Т. «Водозаборные узлы и водохранилища», М., изд-во «Колос», 1954 г.
2. Артамонов К. Ф. «Регулировочные сооружения при водозаборе», Фрунзе, изд-во АН Кирг. ССР, 1963 г.
3. Аптекарь Л. Д., Горелышев П. И., Пышкин О. Б. «К вопросу возведения плотин хвостохранилищ из каменной наброски, поры которой замыты материалом хвостов», Л., Изв. ВНИИГ, т. 91, 1969 г.
4. Абрамов Ю. Л., Толкачев Л. А., Фишман Ю. А. «Строительство на горных реках высоких земляных перемычек в две очереди с переливом паводка на промежуточной отметке», жур. «Гидротехническое строительство».
5. «Большие плотины СССР», М.—Л., Госстройиздат, 1962 г.
6. Борисов А. А. «Новые методы расчета штанговой крепи», Госиздат, 1962.
7. Васильковский Н. П. «О происхождении озера Сары-Челек в Чаткальском хребте», Ташкент, доклады АН Уз ССР, т. 3, 1951 г.
8. «Временные технические указания по проектированию, строительству и эксплуатации полиэтиленовых противифльтрационных устройств из местных материалов», ВСН, 003—66, М., изд-во «Энергия», 1967 г.
9. Гапешина Л. В., Муратов Ю. Л., Шнеер И. А. «Отработка методов возведения земляной плотины Учкурганской ГЭС», жур. «Гидротехническое строительство», № 7, 1965 г.
10. Гордиенко П. И. «Фильтрация воды через наброску рваного камня», М., МИСИ, сб. тр., № 9, 1955 г.
11. Дианов В. Г. «Укрепление скальных массивов в районе сооружения гидроузлов (на примере Токтогульской ГЭС), жур. «Энергетическое строительство», № 3, 1968 г.
12. Дианов В. Г. «Некоторые вопросы повышения устойчивости бетонных плотин на скальном основании», Ташкент, Сб. трудов Средазгипроводхлопка, № 2, 1971 г.
13. Дианов В. Г. «К вопросу механической модели скального основания». Материалы XXII научной конференции МАДИ, М., 1969 г.
14. Дианов В. Г. «Повышение устойчивости сооружений с помощью анкеровки в скальное основание». Тезисы докладов XXVIII научной конференции ТИИИМСХ, Ташкент, 1969 г.
15. Дианов В. Г. «О сопротивляемости тяжению анкера трещиноватой скальной толщ при наличии в ней крупной вертикальной трещины». «Материалы XXX научной конференции МАДИ, М., 1972 г.
16. Джигоев Л. Н. «Экспериментальные исследования несущей способности анкеров в скальных грунтах», жур. «Гидротехническое строительство», № 9, 1956 г.

17. Евдокимов П. Д., Ширяев Р. А. «Некоторые закономерности сопротивления сдвига бетонных подпорных сооружений, возводимых на скальных основаниях», Л., ВНИИГ, 1967 г. Материалы Всесоюзного совещания по скальным основаниям гидросооружений.
18. Евдокимов П. Д. «Устойчивость гидромеханических сооружений и прочность их оснований», М.—Л., изд-во «Энергия», 1966 г.
19. Избаш С. В. «О фильтрации в крупнозернистых материалах», Изв. ЦИИТ, т. 1, 1931 г.
20. Казакбаев К. К., Дианов В. Г. «Борьба с донными наносами на горных реках с помощью фильтрующих плотин», Ташкент, труды ТашПИ, № 73, 1971 г.
21. Котульский В. В. «Инъекционная завеса плотины Ортотокойского водохранилища», жур. «Гидротехническое строительство», № 9, 1964 г.
22. Листровой П. П., Скворцова Н. А. «Нурекский гидроузел на р. Вахш», жур. «Гидротехническое строительство», № 1, 1969 г.
23. Максимов Е. В. «В горах Цуторана», жур. «Природа» (М.), № 10, 1969 г.
24. Маслов Н. Н. «Условия устойчивости водонасыщенных песков», Госэнергоиздат, 1959 г.
25. Маслов Н. Н. «Основы механики грунтов и инженерной геологии», М., изд-во «Вышая школа», 1968 г.
26. Маслов Н. Н., Дианов В. Г. «О прочности заделок в скальной толще анкеров с большим усилием натяжения», жур. «Энергетическое строительство», № 10, 1970 г.
27. Маслов Н. Н., Пильгунова З. В. «Плотины северной Африки», М.—Л., изд-во «Энергия», 1960 г.
28. Медведев С. В. «Инженерная сейсмология», М., Госстройиздат, 1962 г.
29. Моисеев С. Н. «Каменно-земляные и каменно-набросные плотины», М., изд-во «Энергия», 1970 г.
30. «Методическое руководство по искусственному укреплению откосов скальных и полускальных пород на карьерах», Л., ВНИИИ, 1967 г.
31. Нурматов А., Мулюков Х. «Отчет о результатах инженерно-геологических исследований озер в бассейнах рек Чаткал, Пскем, Ахангаран и Кучитанг», Фонды УзГГТ, 1967 г.
32. Палагин И. А. «Экспериментальные исследования фильтрации и методы расчета». Труды Гидропроекта, сб. 11, 1964 г.
33. Пославский В. В. «О размывке скалы в нижнем бьефе водосливной плотины», Ташкент, труды АН УзССР, вып. 1, 1949.
34. Пославский В. В. «Об одной катастрофе на Памире», жур. «Гидротехника и мелиорация», № 3, 1968 г.
35. Пузыревский Н. П. «Фильтрующие насыпи», ОНТИ, М.—Л., Госстройиздат, 1934 г.
36. «Проектирование бетонных плотин на скальных основаниях», СН123—60, Госстройиздат, 1961 г.
37. Роза С. А., Зеленский Б. Д. «Исследования механических свойств скальных оснований гидротехнических сооружений», М., 1967 г.
38. «Результаты наблюдений за наполнением горных озер Средней Азии», Ташкент, техн. отчет, УГМС УзССР, 1969 г.
39. Соколов Я. Ф., Шаповалов Г. И. «Возведение каменно-набросной селезащитной плотины способом направленных взрывов», жур. «Гидротехническое строительство», № 5, 1968 г.
40. Срибный М. Ф. «Теория и практика фильтрующих сооружений», М., Трансжелдориздат, 1934 г.
41. Толкачев Л. А., Кричевский И. Е., Судаков В. Б. «Плотина с полиэтиленовым экраном на реке Карасу», жур. «Гидротехническое строительство», № 11, 1966 г.
42. Тельке Ф. «Водохранилищные плотины», М., Госстройиздат, 1957 г.
43. Тимофеев А. П. «Из опыта анкерования бетонных гидросооружений», Г. Т. С., № 7, 1960 г.

44. Тимошенко С. П. «Теория упругости», ОНТИ, 1937 г.
45. Цветкова Н. А., Горюнов С. М. «Результаты изучения фильтрационного режима земляной плотины Каркиданского водохранилища за 1966—1968 гг.», Ташкент, Труды САНИИРИ, вып. 121, 1970 г.
46. Фисенко Г. Л. «Расчеты устойчивости откосов горных пород», Л., ВНИМИ, 1964 г.
47. Чугунов А. Ф. «Байпазинский гидроузел», жур. «Гидротехническое строительство», № 5, 1971 г.
48. Щелканов Ю. А., Розиноер С. Т. «Намывная плотина Головной ГЭС», жур. «Гидротехническое строительство», № 10, 1968 г.
49. Хамраев Н. Р., Алимов Т. А., Мичурин А. Ф. «О некоторых плотинах Японии», Ташкент, «Узбекистан», 1970 г.
50. Хамраев Н. Р., Мифтахов Р. Ф. «Первая высокая плотина в Узбекистане», Ташкент, «Узбекистан», 1972 г.
51. Шейченко Н. П. «Реконструкция плотины Касансайского водохранилища», жур. «Гидротехника и мелиорация», № 11, 1968 г.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	3
Глава I. Плотины из местных материалов. Каменно-набросные и ка- менно-земляные плотины	9
§ 1. Конструкция и расчет	9
§ 2. Конструкция каменно-набросных и каменно-земляных плотин основных среднеазиатских гидроузлов	17
а) Плотина Нурекского гидроузла	17
б) Плотина Рогунского гидроузла	26
в) Плотина Чарвакского гидроузла	29
г) Кассансайская плотина	34
д) Каттасайская плотина	38
е) Плотина Ортокойского водохранилища	42
ж) Плотина Тюябугузского водохранилища	48
з) Плотина Пачкамарского гидроузла	50
и) Плотина Каркиданского водохранилища	53
к) Плотина Учкурганской ГЭС	57
§ 3. Каменно-земляные плотины с полиэтиленовым экраном	62
а) Плотина на р. Карасу	63
б) Верховая перемычка Токтогульского гидроузла	65
в) Плотина Атбашинского гидроузла	69
§ 4. Плотины, созданные с помощью направленного взрыва	71
а) Об эффективности создания каменно-набросных плотин в горных условиях методом направленного взрыва	71
б) Алмаатинская селезащитная плотина	74
в) Плотина Байпазинского гидроузла	79
г) О влиянии способа проведения взрыва на его результаты	87
§ 5. Фильтрующие каменно-набросные плотины	88
а) Назначение фильтрующих плотин	88
б) Естественные завалы на горных реках Средней Азии	89
в) Фильтрующие плотины на горных реках (Шамси, Аламе- дин и Басмандысай)	99
Глава II. Земляные плотины	104
§ 1. Намывные плотины	104
а) Общие данные и расчет устойчивости	104
б) Плотина Кайраккумского гидроузла	109
в) Плотина Чардаринского гидроузла	113
г) Плотина Головной ГЭС	120
д) Плотина Тюямуюнского гидроузла	126
§ 2. Насыпные земляные плотины	128
а) Гидроузел Каттакурганского водохранилища	128
б) Плотина Чимкурганского водохранилища	131

Глава III. Бетонные плотины	139
§ 1. Некоторые условия, влияющие на выбор типа плотины	141
§ 2. Плотина Фархадского гидроузла	141
а) Описание гидроузла	150
б) Величина предварительного натяжения анкеров	153
в) Оптимальная ориентация анкера	154
г) Необходимая глубина заделки анкера в скальную толщу	163
§ 3. Общие данные о контрфорсных плотинах	163
§ 4. Плотина Андижанского водохранилища на р. Кара- дарье (строящаяся)	165
§ 5. Плотина Токтогульского гидроузла	169
а) Описание гидроузла	169
б) Расчет устойчивости скальных массивов отчлененных трещинами бортового отпора	180
Список использованной литературы	186