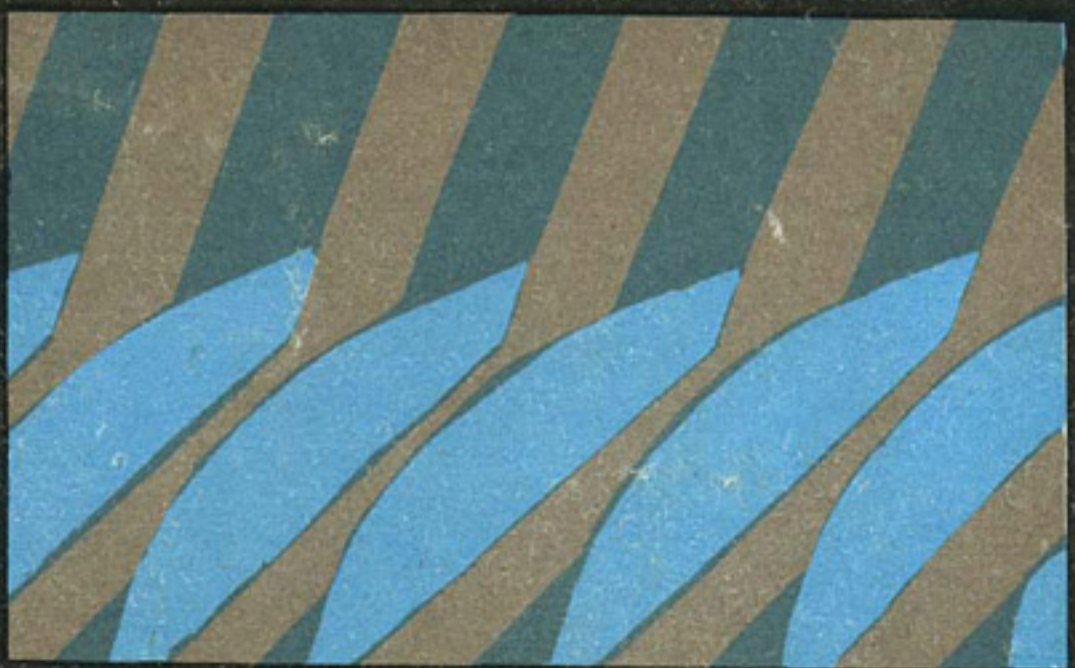
К. К. КАЗАКБАЕВ
Н. Р. ХАМРАЕВ
В. Г. ДИАНОВ

ПЛОТИНЫ СРЕДНЕЙ АЗИИ



К. К. КАЗАКБАЕВ,
Н. Р. ХАМРАЕВ,
В. Г. ДИАНОВ

ПЛОТИНЫ СРЕДНЕЙ АЗИИ

ИЗДАТЕЛЬСТВО «УЗБЕКИСТАН»
Ташкент — 1973

6С7
К 14

В книге рассматриваются вопросы плотиностроения на примере конкретных объектов (основных среднеазиатских гидроузлов). Описаны природные условия и сделана систематизация гидроузлов по типам плотин, даны основные положения расчета и конструирования. Анализируются отдельные ошибки, допущенные при строительстве гидроузлов.

Рассмотрено возведение каменнонабросных плотин способом направленного взрыва. Дается анализ состояния естественных каменных завалов на горных реках и освещены вопросы осветления воды на горных реках с небольшими расходами с помощью фильтрующих плотин.

Книга рассчитана на инженеров-гидротехников, работающих в области проектирования, строительства и эксплуатации плотинных гидроузлов.

Спецредактор кандидат технических наук
доцент К. АДЫЛОВ

3—2—11 095
К—М351(06)73 13—73

© Издательство «Узбекистан», 1973 г.

ВВЕДЕНИЕ

В решениях XXIV съезда КПСС уделяется большое внимание разработке проблем водообеспеченности огромных географических территорий. Одной из таких территорий является Средняя Азия, простирающаяся от Каспийского моря на западе до Сарыкольского и Кокшаал-Тауского хребтов на востоке, от хребтов Гиндукуша на юге до Тургайских ворот на севере. В пределах рассматриваемого региона находятся бассейны рек Амударьи, Сырдарьи, Чу, Таласа, Сарысу и ряда мелких бессточных рек.

Средняя Азия и Казахстан представляют собой весьма ценную, с точки зрения агроэкономики, часть СССР. Эта территория является одним из основных районов орошаемого земледелия, благоприятным для произрастания многих теплолюбивых культур, в том числе хлопчатника, риса, винограда, плодовых, цитрусовых, сахарной свеклы и др.

Рассматриваемая территория представляет собой, в основном, обширную слаборасчлененную равнину, широкими уступами спускающуюся с востока на запад к Каспийскому и Аральскому морям. Горы занимают около 20% всей площади.

Средняя Азия относится к зоне очень слабой естественной увлажненности. На большей части территории испарение превышает поступление влаги. Годовые осадки в равнинных частях часто не достигают 200 мм и выпадают преимущественно зимой, что делает возможным земледелие только в условиях искусственного орошения, за исключением небольшой горной части, полуобеспеченной осадками.

Огромные территории пустынь Кызылкумов, Каракумов, плато Устьюрт и Бетпакдала используются только как естественные пастбища с ярко выраженной сезонностью. Орошение засушливых земель, помимо развития земледелия, садоводства и виноградарства, поможет созданию надежной кормовой базы животноводства, что также является одной из важных хозяйственных задач.

Наличие полезных ископаемых в данном районе (черные и цветные металлы, нефть, газ, каменный уголь, сера, мирабилит и т. д.) является основой дальнейшего развития всех видов индустрии как добывающей, так и перерабатывающей.

Однако развитие промышленности возможно только при достаточном водообеспечении.

Несмотря на относительно небольшой сток, реки Средней Азии, особенно в горной части, имеют большие уклоны и обладают весомыми гидроэнергоресурсами.

Таким образом, водное хозяйство должно способствовать решению целого ряда индустриально-аграрных задач.

По современной изученности поверхностные водные ресурсы рассматриваемого района могут быть охарактеризованы следующими цифрами:

Бассейн р. Амударьи	— 79,1 км³/год
Бассейн р. Сырдарьи	— 35,6 км³/год
Бассейн р. Чу	— 3,8 км³/год
Бассейн рек Таласа и Асса	— 2,1 км³/год
Бассейн оз. Иссыккуль	— 3,3 км³/год
Бассейн рек Северного Приаралья	— 1,1 км³/год

Формирование стока рек Средней Азии сосредоточено в горных районах. Равнинные участки характеризуются ничтожным количеством осадков и большой фильтрацией и испарением, а также разбором воды на орошение и обводнение земель, поэтому они становятся областью рассеивания стока.

Жидкий сток рек Средней Азии формируется с помощью: а) таяния сезонных снегов; б) таяния вечных снегов и ледников; в) дождей и ливней; г) выклинивания грунтовых вод.

В наиболее крупные реки (Амударью, Сырдарью, Зарафшан, Чирчик и др.) вода поступает всеми перечисленными способами, однако, основная роль в их питании принадлежит снеготаянию в горах.

В среднем для всех рек таяние снега дает питание на 50—60%, ледников — 15%, дождевое питание составляет — 10—20%, грунтовые воды около 10—20% годового стока.

Ледниковый сток концентрируется в июле — августе и частично в сентябре. Снеговой паводок проходит в марте — июле, когда реками выносится от 60 до 80% годового стока.

Кроме сезонной неравномерности стока рек наблюдается чередование рядов маловодных и многоводных лет.

Сток самых крупных рек Средней Азии (Амударьи и Сырдарьи) в настоящее время используется для орошения следующим образом: первой — на 25%, второй — на 80% для года средней обеспеченности. Сток большинства рек Туркмении (Атрек, Теджен, Мургаб), а также рек Зарафшан, Кашкадарьи и особенно небольших речек Ферганской долины (Акбура, Ара-

ван, Исфайрам, Шахимардан, Сох, Исфара и др.) почти полностью разбирается на орошение; небольшой сброс наблюдается только в период прохождения особо многоводных паводков, причем сбросные расходы, как правило, не доходят до главной реки, теряясь в разливах и озерах (например р. Зарафшан) или распределяясь по каналам хвостовых систем (реки Мургаб и Теджен).

Водоносность всех указанных рек по году средней водообеспеченности является недостаточной для нужд народного хозяйства, поэтому вопросы повышения водообеспеченности водозабора на этих реках стоят остро.

Перераспределение стока рек в соответствии с потребностью сельского хозяйства и промышленности возможно только путем устройства ряда водохранилищ, обеспечивающих многолетнее регулирование стока.

С этой целью на территории Средней Азии и Южного Казахстана построено и намечается к строительству ряд крупных плотинных гидроузлов.

Перечень основных плотинных гидроузлов, создающих водохранилища, с основными параметрами емкостей приводится в табл. 1.

Принятые XXIV съездом КПСС Директивы по девятому пятилетнему плану развития народного хозяйства поставили ближайшие конкретные задачи перед гидростроителями Средней Азии.

Гидротехническое строительство в Узбекской ССР определяется крупными задачами по вводу новых орошаемых земель в Каршинской и Голодной степях, Сурхан-Шерабадской долине и Каракалпакской АССР. Наиболее крупными объектами плотиностроения в составе водохозяйственного строительства являются Чарвакская ГЭС, Тюямуюнский гидроузел и Андижанское водохранилище.

В Казахстане будет завершено строительство Капчагайской ГЭС и селезащитной плотины на р. Малая Алмаатинка.

На р. Нарыне в Киргизской ССР будет продолжено строительство Токтогульской ГЭС. Сооружение этой плотины связано с необходимостью решения весьма сложных технических проблем, обусловленных высокой сейсмичностью района и неблагоприятными геологическими условиями.

В девятой пятилетке намечается начать строительство следующей ступени в каскаде Нарынских гидроэлектростанций — Курупсайской ГЭС мощностью 500 тыс. квт.

Уже введены в действие первые агрегаты Нурекской ГЭС — мощнейшей гидроэлектростанции в Средней Азии, имеющей самую большую в мире каменно-земляную плотину высотой 310 м.

Большие гидротехнические работы по орошению пахотных земель и обводнению должны быть выполнены в Таджикской, Туркменской и Киргизской ССР.

Таблица 1

Основные параметры плотинных гидроузлов

Наименование водотока	Наименование водохранилища	Тип регулирования	Емкость, млрд. м³		Ввод в эксплуатацию
			Полная	Полезная	
1	2	3	4	5	6
Бассейн р. Амударьи					
р. Вахш	Нурекское	сезонное	10,5	4,5	строится
	Головной гидроузел	—	—	—	1963 г.
	Рогунское	многолет.	11,8	8,6	проект.
	Байпазинское	—	0,22	0,2	1968 г.
р. Пяндж	Рушанское	сезонное	5,5	4,1	проект.
	Даштиджумское	»	17,6	10,2	»
р. Амударья	Верхнеамударьинское	многолет.	15,2	11,4	проект.
	Сазанакское	сезонное	5,6	4,0	»
	Тюямуюнское	»	7,3	5,1	строится
	Кызылаякское	—	0,08	0,03	
р. Кафирниган	Рамитанское	многолет.	3,5	2,57	проект.
	Богджегдинское	сезонное	0,78	0,58	»
Система Каршинского магистрального канала	Талимарджанское	»	1,27	1,1	»
	Шорсайское	»	2,0	1,59	»
Система Амубухарского канала	Куюмазарское	сезонное	1,5	—	1955 г.
Система Каракумского канала	Зиитское	сезонное	5,0	3,0	проект.
	Хаузханское	»	1,6	1,5	»
	Копетдагское	»	0,55	0,52	»
	Данатинское	»	0,45	0,4	»
Бассейн р. Сырдарьи					
р. Нарын	Токтогульское	многолет.	19,5	14,0	строится
	Курупсайское	—	—	—	проект.
	Учкурганский гидроузел	—	—	—	1963 г.
р. Сырдарья	Кайраккумское	сезонное	4,16	2,6	1956 г.
	Фархадский гидроузел	—	—	—	1948 г.
	Чардаринское	многолет.	5,7	4,7	1964 г.
р. Чирчик	Чарвакское	многолет.	2,0	1,6	строится
р. Ангрен	Ахангаранское	сезонное	0,326	0,309	строится
	Тюябугузское	сезонное	0,250	0,224	1962 г.
р. Карадарья	Андижанское	многолет.	1,75		строится
р. Акбура	Папанское	многолет.	0,26	0,24	
р. Сох	Сохское	многолет.	0,3	0,26	проект.
р. Касансай	Касансайское	многолет.	0,535	0,525	проект.
р. Санзар	Джизакское	сезонное	0,09	0,088	реконстр. 1967 г.
р. Кувасай	Киркиданское	многолет.	0,218	0,215	1964 г.

Широкую программу гидротехнического строительства, намеченную Директивами XXIV съезда КПСС, необходимо осуществлять исходя из требования максимального повышения эффективности капиталовложений. Это должно быть обеспечено за счет широкого использования новейших достижений научно-технического прогресса, повышения уровня проектирования, организации строительства и технологии производства работ при всестороннем использовании передового производственного опыта строительства у нас и за рубежом.

Гидротехнической науке предстоит в кратчайший срок решить новые сложные проблемы, возникшие в связи с качественными изменениями в природных условиях строительства и параметрах гидроузлов.

В частности, должны быть доведены до возможности практического использования научные исследования, связанные с сооружением высоких бетонных плотин и плотин из местных материалов в горных районах при высокой сейсмичности.

Дальнейшее развитие должны получить методы искусственного улучшения оснований гидротехнических сооружений, направленные на придание им необходимых технических характеристик и позволяющие больше использовать свойства скальных оснований, вовлекая их в работу сооружения.

Для решения задач, поставленных партией перед гидростроителями, при проектировании необходимо проявлять больше творческой инициативы, отойти от ряда традиционных, но недостаточно эффективных конструктивных решений, более тщательно и глубоко изучать природные условия строительства и исключать ошибки в определении технических характеристик оснований, в оценке внешних факторов, воздействующих на сооружение.

Экономическая эффективность и долговечность водохранилищных гидроузлов во многом зависят от рационального типа плотины.

Принимая во внимание широкий размах, разносторонность плотиностроения в Средней Азии и, в связи с этим, накопленный опыт строительства и проектирования, в настоящей работе авторы дали систематизацию плотинных гидроузлов, обобщив их конструкцию и расчет, акцентировав внимание на некоторых особенностях каждого сооружения.

* *
*

Значительный вклад в гидротехническую науку внесли М. М. Гришин, Н. Н. Маслов, В. С. Эристов, Н. П. Розанов, С. Т. Алтунин, К. Ф. Артамонов и другие ученые.

В 1964 г. была издана монография С. Т. Алтунина «Водозаборные узлы и водохранилища», в которой описывались

среднеазиатские плотинные гидроузлы, рассмотрены вопросы заиления водохранилищ и размывов нижних бьефов.

В настоящей работе руслоформирующие процессы, нашедшие широкое освещение в вышеуказанном труде, не рассматриваются, авторы подробно осветили вопросы конструирования и расчета плотин, как основных элементов гидроузлов в свете современных представлений и технических решений.

Введение, гл. 1, § 1, 4 (а), 5 (а, б); гл. II, § 1 (а) написаны доктором технических наук, профессором К. К. Казакбаевым.

Гл. 1, § 2 (г, д, ж, з, и), гл. II, § 1 (д), § 2 (а, б), гл. II, § 4 написаны кандидатом технических наук Н. Р. Хамраевым.

Гл. 1, § 2 (а, б, в, е, к), 3, 4 (б, в, г), 5 (в); гл. II, § 1, 2, гл. III. § 1, 2, 3, 5 написаны кандидатом технических наук В. Г. Дианов ым.

Авторы благодарны инженерам Р. В. Дианов ой и В. В. Есипович, оказавшим большую помощь в подборе материалов для книги.

ГЛАВА I

ПЛОТИНЫ ИЗ МЕСТНЫХ МАТЕРИАЛОВ. КАМЕННО-НАБРОСНЫЕ И КАМЕННО-ЗЕМЛЯНЫЕ ПЛОТИНЫ

§ 1. КОНСТРУКЦИЯ И РАСЧЕТ

Одним из экономичных видов плотин, в особенности в условиях сложной доставки стройматериалов, является сооружение плотин из местных материалов. Условия обеспечения устойчивости их при минимальном объеме кладки обусловливают использование каменной наброски в качестве тела плотины в сочетании с различными противофильтрационными конструкциями. По стоимости каменно-набросные плотины успешно конкурируют с ажурными типами бетонных плотин. Положительной чертой таких плотин является возможность поэтапного возведения и последующего наращивания.

Плотины из каменных материалов могут быть каменно-набросными и каменно-земляными.

Каменно-набросной плотиной следует называть плотину, выполненную из камня, отсыпанного пионерно ярусами под откос, созданную путем естественного обрушения скального откоса или обрушения его путем взрыва.

Каменно-земляной плотиной следует называть плотину, выполненную из наброски камня в сочетании с гравелисто-галечниковыми грунтами.

Каменно-набросные и каменно-земляные плотины состоят из следующих элементов:

а) упорного массива в плотинах с экраном и боковых призм в плотинах с ядром;

б) противофильтрационных частей плотины, обеспечивающих ее водонепроницаемость.

Упорный массив и боковые призмы сопротивляются сдвигающим силам, действующим на плотину, а ее водонепроницаемость достигается:

а) экраном на верховом откосе или в пределах верхового клина;

б) ядром, расположенным центрально по оси плотины, или со слабым наклоном в сторону верховой упорной призмы.

Для экранов или ядер, как правило, используются глинистые карьерные грунты.

Плотины с центральным ядром по условиям сопряжения с основанием могут иметь излом в профиле, а для развития градиента напора по контакту ядро-основание может быть уширенным по подошве.

В плотинах с экраном упорный массив полностью участвует в сопротивлении сдвигающим силам, а в плотинах с ядром — только низовая призма.

В условиях значительной сейсмичности наибольшие опасения вызывает водонепроницаемая часть, выполняемая из глинистых грунтов. Поэтому при строительстве в сейсмически активных районах предпочтение следует отдавать плотинам с ядром. Кроме того, плотина с ядром обеспечивает лучшее сопряжение с крутыми береговыми склонами.

Каждый из элементов профиля плотины определяется на основе расчетов, внося в них коррективы по опыту эксплуатации построенных сооружений в соответствии с высотой, типом и геологическими условиями створа плотины.

Крутизна откосов профиля каменно-набросных и каменно-земляных плотин принимается, как правило, равной углу естественного откоса камня, отсыпаемого в наброску. Величина этого угла зависит от размеров отдельных камней, степени однородности и тщательности уплотнения наброски. В среднем угол естественного откоса наброски составляет 37°—38°, чему соответствует заложение откоса 1 : 1,3. Через 20—30 м по высоте откоса устраиваются бермы, с помощью которых откосу придается общее заложение, обусловленное статистическим расчетом.

При расчетах устойчивости откосов применяются методы, основанные на условии равновесия элементарных отсеков или откоса в целом.

Среди многочисленных методов расчета устойчивости откосов наиболее употребительны следующие:

а) метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения;

б) метод сдвигаемых блоков, в котором боковые призмы рассматриваются как подпорные стенки, удерживающие ядро плотины;

в) метод плоских ломанных поверхностей.

Возможны как аналитические, так и графические решения, которые подробно рассматриваются в специальной литературе.

Первый метод применяется практически во всех расчетных случаях, второй — в тех случаях, когда можно предполагать, что ядро будет оказывать заметное давление на боковые призмы. Третий метод используется в случае, если откос сложен из материалов с различными свойствами, или в основании плотины лежит тонкий слой слабого грунта.

В некоторых случаях может оказаться целесообразным рас-

чет по всем трем методам. Определяющим будет случай с минимальным коэффициентом запаса.

Расчет устойчивости откосов по плоским ломанным поверхностям сдвига рекомендуется производить по методу горизонтальных проекций (Маслова-Берера).

При строительстве плотин в сейсмических районах, что имеет место на всей территории Средней Азии, необходимо проверять устойчивость откосов с учетом сейсмических воздействий. До сего времени наибольшее распространение при расчете устойчивости при сейсмике имеют статические методы. Однако природе более соответствуют динамические методы расчета устойчивости.

Для обоснования размеров противофильтрационных элементов плотин из местных материалов производятся фильтрационные расчеты. Если такие плотины строятся на нескальном основании, то для обоснования дренажных мероприятий и глубин береговых врезок они дополняются фильтрационными расчетами толщи основания плотины.

Фильтрационные расчеты устанавливают условия движения фильтрационных вод в грунтовом экране или ядре каменно-земляных плотин, в толще основания и в обход плотины в берегах, позволяют обосновать рациональные формы и размеры противофильтрационных конструкций, а также дренажных устройств.

В расчетах плотины на фильтрацию подлежат определению следующие параметры фильтрационного потока в теле, основании и бортах:

а) положение кривой депрессии в теле плотины и бортах;

б) фильтрационный расход через тело плотины, в толще основания и бортах;

в) градиенты фильтрационного потока в местах выхода в дренаж в нижнем бьефе и в местах контакта грунтов с разными его характеристиками.

Расчеты фильтрации выполняются по методам, изложенным в специальной литературе, или на основании исследований по методу ЭГДА.

Расчеты устойчивости основания, экрана или ядра при действии на них фильтрационного потока следует выполнять:

а) для грунтов основания, находящихся в зоне восходящего фильтрационного потока за подошвой низового откоса и не защищенных фильтром дренажа или пригрузкой;

б) для отдельных контактов грунтов основания и тела плотины с различными характеристиками.

Фильтрационную устойчивость грунтов основания следует проверять для следующих случаев:

а) при несуффозионных грунтах — на выпор по условию

$$J_{вых} \leqslant J^{в}_{доп}$$

б) при суффозионных грунтах — на условие суффозии

$$J_{вых} \leqslant J^{с}_{доп},$$

где $J_{вых}$ — значение наибольшего выходного градиента;

$J^{п}_{доп}$ — допустимый выходной градиент;

$J^{с}_{доп}$ — допустимый градиент по условиям суффозии.

Фильтрационную устойчивость грунтов основания и тела плотины следует проверять:

а) на контактный выпор для грунтов в восходящем потоке;

б) на контактный размыв при фильтрационном потоке, идущем вдоль контакта;

в) на вымывание в нисходящем потоке, если имеется опасность вымывания грунта из ядра или экрана в фильтры.

Фильтрационную устойчивость грунтов основания, ядра и экрана плотины следует проверять с учетом подбора фильтров или переходных зон.

Обратные фильтры или переходные зоны в каменно-земляных и набросных плотинах являются одними из основных частей сооружения, от правильности подбора и выполнения которых зависят фильтрационно-суффозионная прочность грунтового экрана или ядра и устойчивость плотины.

Обратные фильтры представляют собой отдельные слои разнозернистых грунтов, сопрягающие связные защищаемые грунты (глинистые) экрана или ядра от возможности их механической суффозии в более крупнозернистые грунты.

В отличие от многослойных обратных фильтров переходные зоны состоят из разнозернистых грунтов в виде одного достаточно мощного слоя.

Для обратных фильтров используются промытые и отсортированные песчано-гравелистые и галечниковые грунты или щебень.

Для переходных зон могут быть использованы карьерные грунты требуемого естественного состава или после обогащения их с добавлением недостающих или удалением избыточных фракций. В целях упрощения производства работ и удешевления стоимости строительства плотины, необходимо во всех случаях рассмотреть возможность использования материала карьеров, имеющихся в районе строительства для выполнения переходных зон.

Для устройства обратных фильтров должны применяться лишь несвязные естественные или искусственно приготовленные материалы из твердых каменных пород, не содержащих водорастворимых солей.

Естественные или искусственно получаемые пески должны состоять из твердых и плотных пород: полевого шпата, кварца или их смеси. Гравий, галечник и щебенистые грунты должны быть из твердых, плотных, морозостойких пород, не поддающих-

ся выветриванию и выщелачиванию. Предел прочности каменных пород при сжатии для устройства обратных фильтров должен быть не менее 300 кг/см². При испытании на морозостойкость они должны выдерживать не менее 50 циклов замораживания и оттаивания при температуре ±17°, при этом потеря в весе не должна превышать 5%.

Обратные фильтры должны удовлетворять следующим требованиям:

1. Водопроницаемость обратного фильтра должна быть во много раз больше водопроницаемости (суглинистого) экрана или ядра.

2. Гранулометрический состав обратного фильтра должен быть подобран так, чтобы:

а) обеспечивалась непросыпаемость скелета защищаемого грунта в верхний слой фильтра и нижнего слоя фильтра в каменную наброску;

б) недопускалось отслаивание связного грунта в зоне контакта с крупнозернистым материалом фильтра (суффозионная прочность при продольной контактной фильтрации).

При контактной фильтрации и ожидаемых гидродинамических условиях вынос мелких суффозионных частиц размером d_{cl} (сводообразующие) должен быть меньше действующего диаметра частиц фильтра (D_{10});

в) удовлетворялось условие кольматируемости и залечиваемости трещин в экране или ядре плотины;

г) соблюдалось условие неразмываемости по контакту;

д) обеспечивалась некольматируемость фильтра мелкими частицами, выносимыми фильтрационным потоком из защищаемого грунта. При этом частицы грунта, вынос которых не вызывает существенных деформаций защищаемого грунта и является допустимым, должны уноситься через фильтр вместе с фильтрационным потоком.

Значительный практический интерес представляют реологические свойства глинистых противофильтрационных конструкций (экранов и ядер) и вопросы их устойчивости на сдвиг.

Увлажненные глинистые грунты способны уплотняться под нагрузкой во времени.

Консолидация глинистых грунтов под их собственным весом и нагрузкой идет медленно и требует для своего завершения длительных сроков, измеряемых многими годами и даже десятилетиями. При этом условии минимальные значения сопротивляемости сдвигу глинистых грунтов $S_{пр}$ отвечают их природному состоянию плотности-влажности $W_{пр}$, а максимальные S_p — состоянию плотности-влажности, W_p эквивалентных нагрузке.

Использование в расчетах по оценке прочности и общей устойчивости земляных сооружений максимальных значений сопротивляемости сдвигу S_p во многих случаях может оказаться неоправданным и вызвать нежелательные, даже катастрофические

последствия. Вместе с тем, использование в этих целях начальной (природной) сопротивляемости сдвигу $S_{пр}$ может нередко повести к экономическим неоправданным решениям. В этих условиях возникает вопрос о сопротивляемости глинистых грунтов сдвигу $S_т$ на тот или иной период времени Т, протекший с момента приложения к грунту уплотняющей нагрузки.

В зависимости от тех или иных условий величина $S_т$ может быть установлена двумя принципиально отличными друг от друга методами с учетом:

а) возникающего в грунте при приложении к нему нагрузки так называемого порового давления $U_т$;

б) достигнутой при уплотнении грунта под этой нагрузкой его плотности-влажности $W_т$.

Теория порового давления, основоположником которой является К. Терцаги, исходит из положения, что при приложении к полностью водонасыщенному грунту ($G = 1$) нагрузки P_o она в начальный момент времени воспринимается водой, заключенной в порах грунта, т. е. $U_o = P_o$, что ведет к появлению в ней того или иного давления.

Очевидно, что при этом на скелет грунта нагрузка совсем не передается. В этом случае $P_{ск} = P_o - U_o = O_o$.

В этот период начинается уплотнение грунта, сопровождаемое оттоком части воды из пор под напором, определяемым величиной порового давления. В дальнейшем, по мере оттока воды и уплотнения грунта, поровое давление постепенно уменьшается до нуля ($U_т = 0$) в момент достижения грунтом плотности-влажности, эквивалентной нагрузке. Приложенная к грунту нагрузка будет полностью восприниматься его скелетом и процесс консолидации завершится.

Сопротивляемость грунта сдвигу на момент приложения нагрузки при $U_o = P_o$ остается без изменения. При завершении процесса уплотнения грунта, что отвечает положению $U_т = 0$, сопротивляемость грунта сдвигу будет соответствовать своему конечному значению, эквивалентному нагрузке P_o. В соответствии с приведенными исходными положениями теории порового давления, сопротивляемость глинистого грунта сдвигу в неконсолидированном состоянии на момент времени T ($S_т$) после приложения к грунту нагрузки может быть принципиально установлена по выражению

$$S_т = (P_o - U_т) \operatorname{tg} \varphi' + C',$$

где φ' — угол внутреннего трения и C' — сцепление грунта, определенные способом открытого сдвига в состоянии эквивалентной плотности-влажности $W_р$, отвечающие полному уплотнению грунта под заданной нагрузкой.

$U_т$ — поровое давление, возникшее в воде, заполняющей поры в грунте и воспринимающей в той или иной степени нагрузку, приложенную к грунту (на момент времени T).

Таким образом, в соответствии с теорией порового давления, присущие грунту угол внутреннего трения φ' и общее сцепление C' остаются в процессе уплотнения постоянными и соответствующими состоянию полного уплотнения грунта под заданной нагрузкой.

При этом условии изменение сопротивляемости грунта сдвигу в процессе его уплотнения от значения $S_{пр}$ до величины $S_р$ идет лишь за счет изменения во времени воздействующего на грунт нормального напряжения от O до $P_о$.

Однако опыт свидетельствует, что положения теории порового давления имеют место лишь при определенных условиях.

Прежде всего, следует отметить, что повышение давления в поровой воде оказывается возможным только при взаимном сближении твердых частиц, слагающих грунт, или при непосредственном восприятии нагрузки водой в целиком разжиженной грунтовой массе.

Лабораторные эксперименты и опыт строительства показывают, что перемещению частиц в грунте и вместе с тем его уплотнению во времени в общем случае препятствуют:

а) жесткие структурные связи (структурное сцепление $C_с$);

б) вязкость грунта, находящая свое выражение в водноколлоидной связности и оцениваемая по величине коэффициентом вязкости η;

в) низкая водопроницаемость глинистых грунтов, препятствующая более или менее быстрому оттоку воды, отжимаемой из его пор в процессе уплотнения грунта под нагрузкой.

В зависимости от природных свойств грунта и степени его водонасыщения, в процессе уплотнения грунта на некоторой его стадии могут превалировать те или другие из указанных выше факторов. Например, при малой вязкости грунта и отсутствии в нем жестких структурных связей перемещение частиц происходит почти беспрепятственно. При этом условии скорость уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов в текучепластичной и тем более в текучей консистенции и с нарушенной структурой, как правило, находится в зависимости от их водопроницаемости и величины гидравлического градиента, возникающего под нагрузкой в воде, заполняющей поры грунта.

Приложенная к грунту нагрузка действительно в первый момент воспринимается поровой водой и лишь постепенно передается на скелетную часть грунта, вызывая его уплотнение и повышение сопротивляемости сдвигу.

В другом положении находятся жесткие глинистые грунты в твердой, полутвердой и отчасти тугопластичной и пластичной консистенции. Уплотняемости жестких пород будет препятствовать присущее им структурное сцепление.

Скорость уплотнения скрытопластичных глинистых грунтов будет определяться их вязким сопротивлением. Очевидно, что в данном случае описанный выше процесс уплотнения грунтов

будет идти в обратном порядке. Нагрузка в первой стадии уплотнения грунта будет восприниматься его структурным скелетом и передаваться на поровую воду лишь постепенно, по мере деформации самого грунта. Эта закономерность, в корне противоречащая исходным положениям теории порового давления, была впервые обнаружена доктором технических наук, профессором Н. Н. Масловым.

В описываемых условиях ход процесса уплотнения водонасыщенного грунта будет тормозиться и определяться не только водонепроницаемостью грунта, но и проявлением его внутренних сил связности.

Работами ряда отечественных и зарубежных авторов была отмечена несостоятельность теории порового давления применительно к газосодержащим и пластичным глинистым грунтам с малыми углами внутреннего трения.

При неполном водонасыщении грунта передача давления на скелет грунта в первой стадии процесса его уплотнения и лишь постепенное во времени нарастание порового давления — несомненны. По теории порового давления сопротивляемость грунта сдвигу в начальной стадии процесса должна быть выше, чем на последующих, что в корне противоречит опыту строительства. Вместе с тем в соответствии с этой теорией уплотнение грунта будет лишь в самой малой степени сказываться на повышении сопротивляемости сдвигу обильно увлажненных жирных глинистых грунтов с малыми углами внутреннего трения, что снова полностью противоречит опыту. Трудно согласиться с положением о неизменности значений углов внутреннего трения φ' и сцепления C' глинистых грунтов при различном состоянии их плотности.

Приведенные выше данные и соображения свидетельствуют об ограниченном практическом значении теории порового давления в установлении сопротивляемости сдвигу глинистых грунтов в неконсолидированном состоянии и о явном преимуществе использования в рассматриваемых целях теории плотности-влажности.

Сущность этого метода состоит в установлении показателей сопротивляемости сдвигу глинистых грунтов (φ_w и C_w) на некоторое время T после приложения нагрузки применительно к плотности-влажности грунта, достигнутым к этому моменту в грунте под нагрузкой, т. е. $\varphi_т$ и $C_т$.

Сама величина сопротивляемости грунта сдвигу $S_т$ будет определяться в зависимости от:

$$S_т = P \cdot \operatorname{tg} \varphi_т + C_т.$$

В этом случае, в отличие от теории порового давления, нагрузка, приложенная к грунту, в течение всего процесса его уплотнения принимается постоянной, в противовес значениям $\varphi_т$ и $C_т$, которые претерпевают изменения в сторону повышения.

Для использования в расчетах теории плотности-влажности необходимо устанавливать величину $\varphi_т$ и $C_т$ на момент времени T.

Таким образом, при расчете устойчивости противофильтрационных элементов плотин из местных материалов (суглинистых экранов и ядер), а также глинистых оснований сооружений более достоверные данные могут быть получены с помощью теории плотности-влажности, которую и следует рекомендовать к широкому практическому пользованию.

§ 2. КОНСТРУКЦИИ КАМЕННО-НАБРОСНЫХ И КАМЕННО-ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИН ОСНОВНЫХ СРЕДНЕАЗИАТСКИХ ГИДРОУЗЛОВ

а) Плотина Нурекского гидроузла

Нурекский гидроузел расположен в горах Памира на р. Вахш. Среднемноголетний расход реки в створе гидроузла составляет 645 м³/сек, среднемноголетний сток — 20 км³. Внутригодовое распределение стока, как почти на всех горных реках, неравномерно. В паводковый период (с мая по август) проходит 60—70% годового стока. Река несет значительное количество наносов, среднемноголетний сток которых в рассматриваемом створе составляет 88,7 тыс. т.

Около 96% твердого стока проходит в паводковый период.

Сооружения гидроузла располагаются в районе с жарким климатом: среднегодовая температура воздуха составляет +14° С, ежегодно наблюдаемый в июле и августе максимум более +40° С. Продолжительность безморозного периода 226 дней.

Наличие чаши со значительной емкостью среди горных хребтов обусловливает возможность создания большого водохранилища, которое будет осуществлять сезонное и частично многолетнее регулирование стока р. Вахш. Полный объем водохранилища при отметке НПУ составляет 10,5 км³. Полезный объем при сработке на 53 м равен 4,5 км³. Стоимость мероприятий по чаше водохранилища составляет менее 1% к общей стоимости гидроузла.

Нурекский гидроузел имеет комплексное ирригационно-энергетическое назначение. Дешевая электроэнергия будет способствовать развитию промышленности и сельского хозяйства в республиках Средней Азии. Гидроэлектростанция установленной мощностью 2,7 млн. квт. со среднегодовой выработкой электроэнергии в 11,2 млрд. квт.-ч. будет крупнейшей в среднеазиатской энергосистеме.

Ирригационные попуски воды из водохранилища в периоды осенне-весенних промывок и влагозарядковых поливов уже в период строительства гидроузла обеспечат увеличение валового

сбора хлопка-сырца на орошаемых в настоящее время площадях в низовьях р. Амударьи на 8 ÷ 10 ц с га.

В перспективе Нурекское водохранилище совместно с Тюямуюнским на р. Амударье даст возможность использовать на нужды ирригации в маловодные годы около 15 км³ воды. Это позволит расширить площади орошения на 1 млн. га.

Из верхнего бьефа водохранилища будет осуществлена самотечная подача воды на Дангаринское плато для орошения 80 тыс. га земель, половина которых будет занята под посевы хлопчатника.

Попусками из Нурекского водохранилища значительно улучшатся условия водозабора на существующих бесплотинных ирригационных гидроузлах и обеспечится практически круглогодичное судоходство на р. Амударье.

Сооружения гидроузла располагаются в узком горном ущелье, сложенном осадочными скальными породами, частично прикрытыми аллювиальными и делювиальными отложениями. Мощность этих отложений достигает 40 м. Скальная толща основания сооружений представляет собой чередующиеся слои песчаников и алевролитов нижнемелового периода. Песчаники и алевролиты толсто- и среднеслоистые, мелкозернистые, слюдистые, на карбонатном цементе. Залегание слоев на участке сооружений выдержанное, представляет южное крыло антиклинали. Угол падения слоев составляет от 30 до 40°. Падение слоев направлено против течения р. Вахш. В трещинах напластования местами имеется глинка трения. Основная трещиноватость связана с пластовым характером скальной толщи.

Из других систем трещин следует выделить усадочные и тектонические, связанные со складкообразованием. Пересечение указанных систем трещин образует блочную структуру скальной толщи с размерами блоков от 1,5 м до 20 см. В пределах зоны интенсивного выветривания (глубиной до 10 м) трещины полностью или частично раскрыты. Глубже трещины, в основном, сомкнуты. На рис. 1 изображен фрагмент стенки выработки на трассе турбинных водоводов на глубине 100 м от поверхности. Отчетливо виден слоисто-блочный характер скальной толщи.

Образцы алевролитов менее устойчивы к выветриванию, чем образцы песчаников. Образцы алевролитов на солнце через сутки покрывались сетью тонких трещин, а через неделю распадались на куски. Участки склонов долины, сложенные алевролитами, разрушаются быстрее, чем склоны, сложенные песчаниками.

Вблизи строительной площадки в радиусе 10 км расположены месторождения гравелисто-галечниковых, суглинистых и каменных материалов в объемах, достаточных для выполнения строительных работ по гидроузлу.

В состав Нурекского гидроузла (см. рис. 2) входят плотина из местных материалов, туннельные водосборные сооруже-

ния, расположенные на левом берегу реки, и напорно-станционный комплекс, расположенный на правом берегу.

Водосбросные сооружения гидроузла рассчитаны на пропуск максимальных расходов воды в строительный период (5% обеспеченности) — 3200 м³/сек, в эксплуатационный период (0,01% обеспеченности) — 5400 м³/сек.

Пропуск строительных расходов осуществляется по строительным туннелям, расположенным на левом берегу реки в три яруса по высоте, по одному туннелю в каждом ярусе. Туннели имеют корытообразное сечение с пологим сводом кругового очертания. Площадь сечения каждого туннеля 103 м². На начальных участках во всех туннелях в подземных камерах размещаются затворы.



Рис. 1. Слоисто-блочный характер толщи алевролитов в опытной камере на трассе турбинных водоводов Нурекской ГЭС.

По условиям компоновки камеры подъемных механизмов затворов строительных туннелей ориентированы вдоль простира-

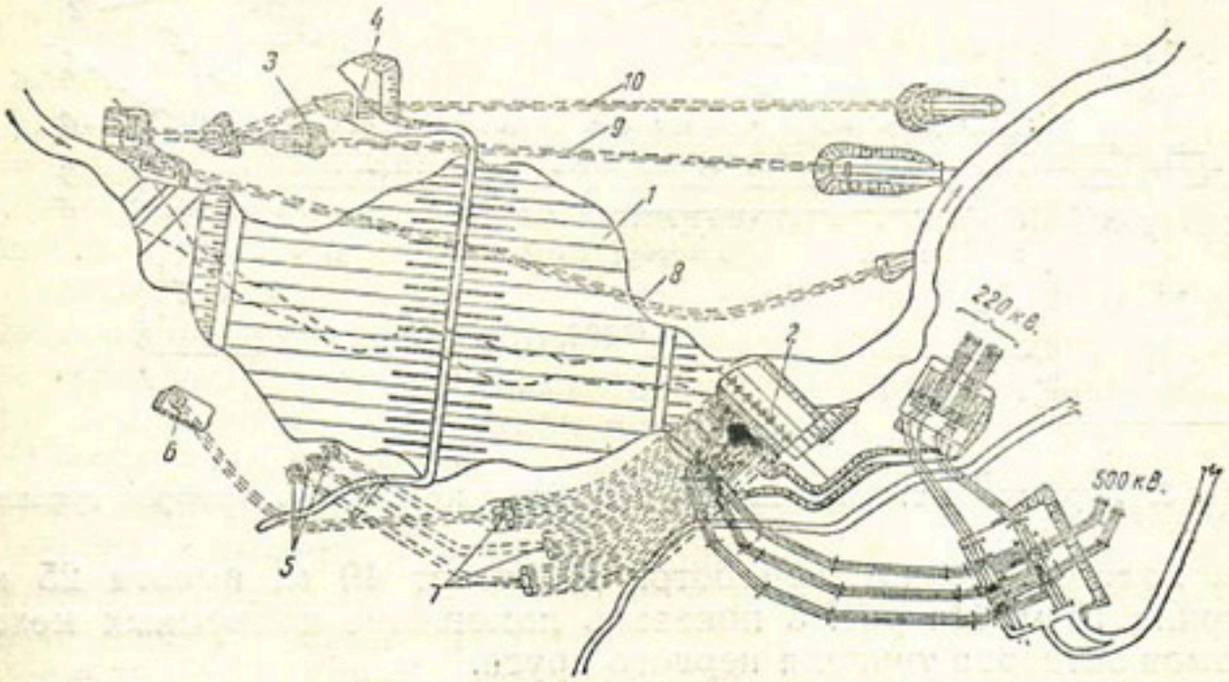
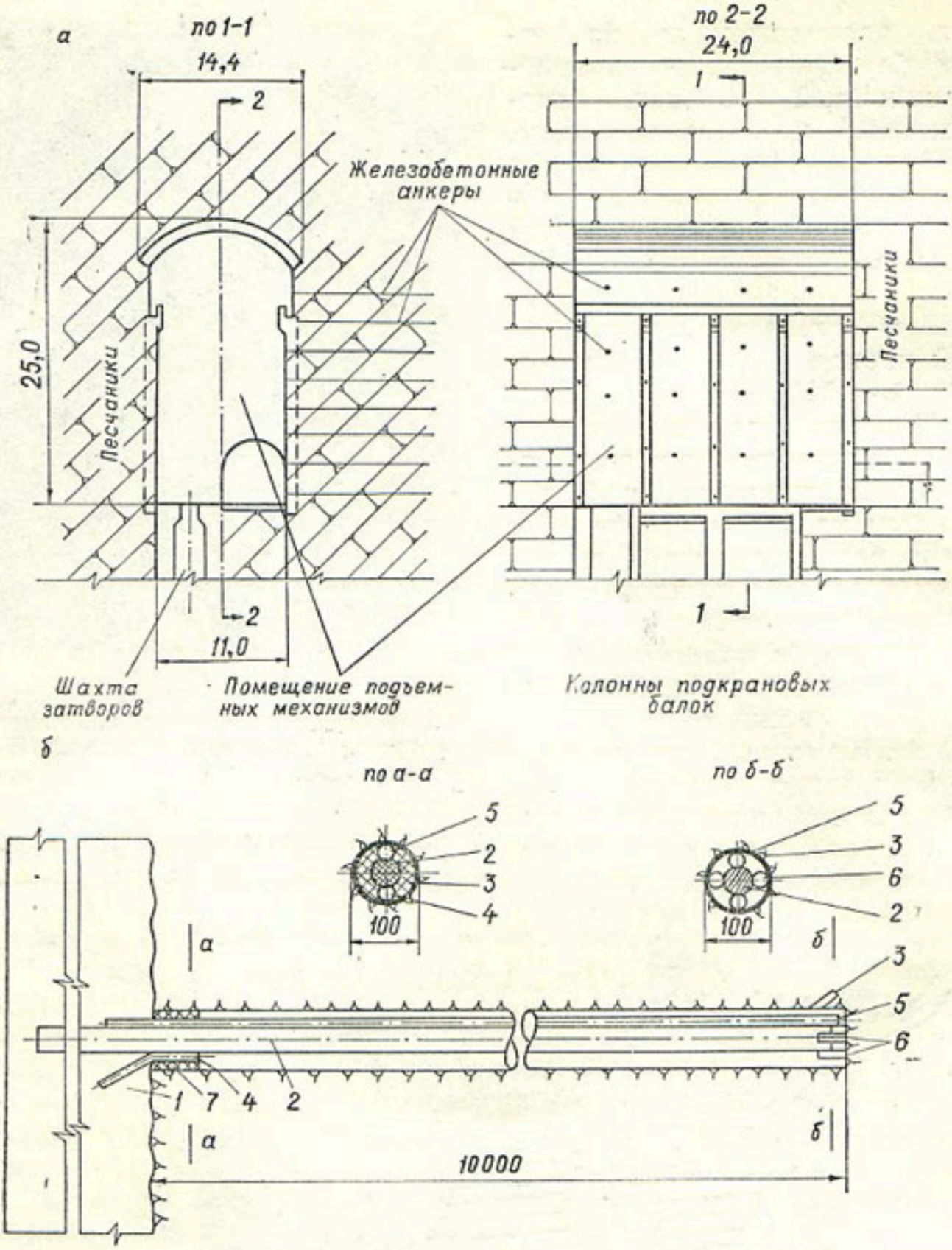


Рис. 2. Нурекский гидроузел.

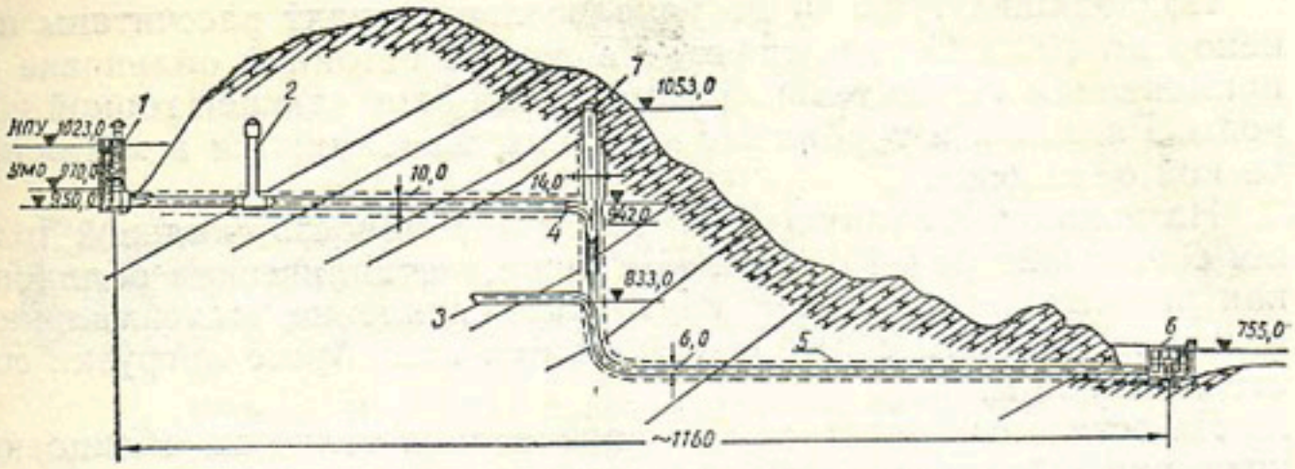
1 — плотина из местных материалов; *2* — здание ГЭС; *3* — огодовок катастрофического водосброса с глубинным водозабором; *4* — то же с поверхностным водозабором; *5* — водоприемники ГЭС; *6* — промежуточный водоприемник; *7* — уравнительные шахты, строительные туннели; *8* — I яруса; *9* — II яруса и *10* — III яруса.



Р и с. 3. Укрепление стен помещения подземных механизмов затворов туннеля.

ния пластов. Длина выработок достигает 40 м, высота 25 м, ширина 15 м. На рис. 3 показано помещение подъемных механизмов затворов туннеля первого яруса.

При такой ориентации выработок и наличия в скале трещиноватости нормальной к плоскостям напластования, возможно образование вывалов породы по всей длине стен со стороны падения пластов.



Р и с. 4. Разрез по турбинному водоводу.

1 — водоприемник ГЭС; *2* — шахта аварийных затворов; *3* — промежуточный подводящий туннель; *4* — начало металлической облицовки; *5* — укрепительная цементация; *6* — здание ГЭС; *7* — уравнительная шахта.

Случаи оползания отдельных скальных блоков по плоскостям напластования имели место при строительстве автодорог в сае Лагерном и на грузоаэрационную шахту. Из-за массового оползания подрезанных пластов скалы пришлось отказаться от первоначальной трассы дороги.

С целью ликвидации опасности вывалов породы из стен выработки, для закрепления крутопадающих пластов породы в помещениях подъемных механизмов затворов строительных туннелей Нурекского гидроузла были применены анкеры длиной 10 м со штангами из арматурной стали периодического профиля диаметром 50 мм. Конструкция анкера приведена на рис. 3 (б).

Длина строительных туннелей I, II и III ярусов соответственно равна 1610, 1600 и 1400 м.

При пропуске паводковых расходов строительного периода туннели работают попарно. Пропуск паводковых расходов в эксплуатационный период осуществляется глубинным и поверхностным катастрофическими водосбросами.

Оголовок глубинного водосброса заглублен на 100 м ниже НПУ и оформлен в виде портала туннеля. Регулирование попусков производится сегментными затворами, расположенными на начальном участке в подземном помещении.

Оголовок поверхностного водосброса имеет два пролета водослива практического профиля, перекрываемых сегментными затворами размером 12 × 12 м. Отвод воды от поверхностного оголовка осуществляется наклонной штольней, подключаемой строительному туннелю III яруса.

Напорно-станционный комплекс ГЭС состоит из трех постоянных напорных подводящих туннелей диаметром 10 м с водоприемными башнями высотой 86 м и уравнительными шахтами диаметром 14 м, подземных вертикальных развилок и турбинных водоводов диаметром по 6 м (рис. 4).

Подводящие туннели до уравнительных шахт рассчитаны на напор до 100 м и выполняются в легкой бетонной облицовке с применением укрепительной цементации окружающей горной породы. Развилки и турбинные водоводы выполняются в металлической облицовке.

На подходе к зданию ГЭС, там, где мощность скальной толщи составляет менее половины напора, металлическая облицовкак рассчитана на полное внутреннее давление, максимальная величина которого с учетом повышения при сбросе нагрузки составляет 380 м.

На остальных участках при определении толщины облицовки учитывалась частичная передача давления на скалу.

Здание ГЭС расположено частично в русле реки, частично на правом ее берегу, непосредственно у низовой грани плотины. Здание имеет длину 200 м и разделено деформационными швами на три блока.

ГЭС оборудуется 9 вертикальными радиально-осевыми турбинами. Пониженный машзал обслуживается наружным козловым краном.

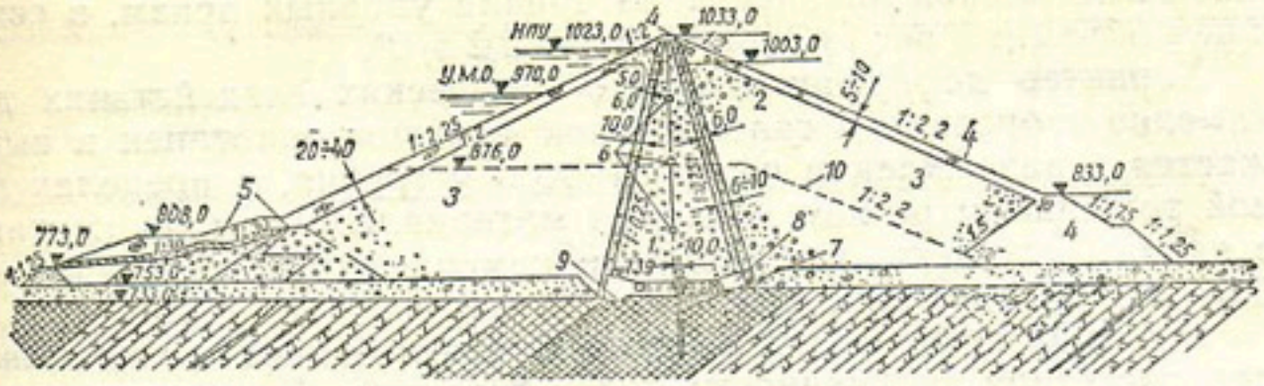
Уникальная каменно-земляная плотина Нурекской ГЭС имеет высоту 310 м. Верховая и низовая упорные призмы плотины отсыпаются из несортированных гравелисто-песчаных грунтов, ядро — из лёссовидных суглинков, а двухслойные переходные зоны из сортированного гравийного материала. Ширина плотины по гребню 20 м, заложение верхового откоса $m=2{,}25$, низового — $m=2{,}2$.

Верховой откос плотины пригружается крупным рваным камнем. Толщина слоя пригрузки у гребня 20 м, в нижней части — 40 м.

Гребень плотины, в пределах верхних 30 м, с низовой стороны также выполняется из каменной отсыпки, ниже, до низового упорного банкета, выполняется пригрузка из рваного камня толщиной 5—10 м. Продольный и поперечный профили плотины представлены на рис. 5 и 6.

Обоснование параметров плотины производилось расчетным путем. Кроме того в институте строительного дела АН Грузинской ССР проводились исследования сейсмической устойчивости различных типов каменно-земляных плотин. Целью исследований явилось выявление сейсмостойкости того или иного типа плотины и отработка рекомендаций по повышению ее сейсмической устойчивости.

Исследовались модели, выполненные в масштабе 1 : 500 с галечниковыми и каменно-набросными призмами, с наклонным и вертикальным ядром, а также однородные из галечника и камня. В качестве модельного материала для каменной наброски применялась мраморная крошка крупностью 5—10 мм с углом внутреннего трения и объемным весом без уплотнения и с уплотнением соответственно равным 37°— 1,53 т/м³ и 45°— 1,67 т/м³.

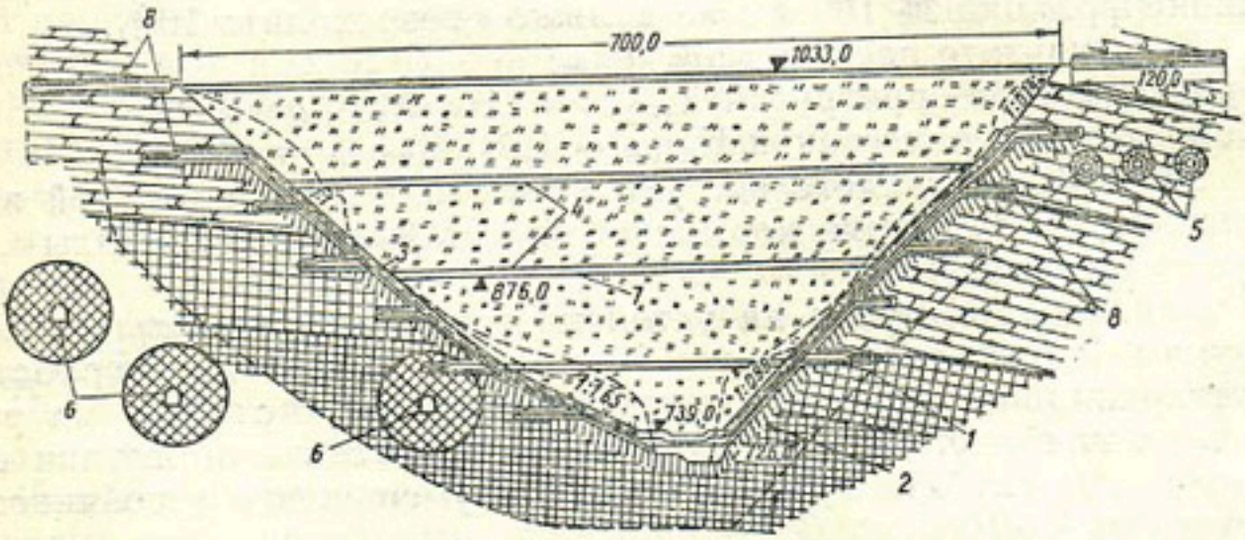


Р и с. 5. Разрез по плотине из местных материалов.

1 — ядро из суглинка; *2* — фильтр; *3* — упорные призмы из галечника; *4* — пригрузка откосов; отсыпка гребня и упорный банкет из рваного камня; *5* — верховая строительная перемычка; *6* — смотровые галереи для КИА; *7* — глубинная цементация; *8* — бетонная пробка. *9* — площадная цементация;

Модельным материалом наружных призм галечниковой плотины был среднезернистый песок с параметрами 32°— 1,62 т/м³ в неуплотненном состоянии и 41° — 1,81 т/м³ — в уплотненном.

Исследованиями было установлено, что наиболее сейсмостойкими являются однородные плотины, как и следовало ожидать.



Р и с. 6. Разрез по оси цементационной галереи.

1 — контур глубинной цементации; *2* — площадная цементация; *3* — цементационная галерея; *4* — смотровые галереи для КИА; *5* — трубинные водоводы; *6* — строительные туннели; *7* — гребень первой очереди плотины; *8* — бортовые цементационные шахты.

Влияние уплотнения на сопротивление сейсмическим воздействиям: модели плотин без уплотнения полностью деформировались при ускорениях меньших 0,05 — 0,2 м/сек², в то время как с уплотнением только начинают деформироваться при ускорениях $к_с > 0{,}2 \div 0{,}34$ м/сек².

Одновременно следует отметить, что исследованиями профессора Н. Н. Маслова, основоположника фильтрационной теории устойчивости водонасыщенных зернистых грунтов, было еще в 50-х годах установлено повышение сейсмической устойчивости зернистых грунтов под пригрузкой, падение значимости пригрузки как фактора, обеспечивающего повышение сейсмической устойчивости зернистого грунта с уменьшением его плотности. Поэтому значительное внимание должно быть уделено получе-

нию оптимальной плотности материала упорных призм, в связи с чем объемный вес их принят 2,1 + 2,2 т/м³.

Характер деформации при сейсмических воздействиях для каменно-набросной и галечниковой плотины однотипен и выражается в разрыхлении части откосов у гребня, в пределах малой толщины и резком оседании материала призм на контакте с ядром. Отмечено, что оседание каменных призм значительно больше, чем галечниковых.

Развитие деформаций откосов Нурекской плотины возможно при расчетной сейсмичности более 8 баллов. В качестве меры, гарантирующей плотину от деформаций, была рекомендована пригрузка откосов каменной наброской.

Для выявления роли пригрузки в устойчивости верхового откоса при сейсмических воздействиях были проведены расчеты при заложении верхового откоса 1 : 2,25, материал упорной призмы — галечник с $\gamma = 2{,}2$ т/м³ и $\varphi = 35°$, пригрузка переменной толщины от 20 до 40 м.

Материал пригрузки принят с относительно однородным составом ($\eta = 4{,}5 + 5$). Минимальная крупность > 100 мм, содержание фракций > 100 мм не должно превосходить 10%.

В результате расчета получены:

а) откос без пригрузки $K_{норм} = 1{,}34$, $K_{сейсм} = 1{,}04$;

б) откос с пригрузкой $K_{норм} = 1{,}54$, $K_{сейсм} = 1{,}22$.

Этот расчет свидетельствует о необходимости каменной пригрузки для гарантии нормативной устойчивости плотины при проявлении сейсма.

Влияние пригрузки на устойчивость откоса при проявлении «цунами»; выявлено расчетом для случаев мгновенной сработки водохранилища (за счет откатывания волны с откоса) на различную глубину. Расчет показал, что отсутствие пригрузки вызывает при глубине сработки до 30 м уменьшение устойчивости откоса на 7—10%.

Необходимость пригрузки показали опыты НИСа Гидропроекта, проведенные в качающемся лотке для различных материалов.

Исследовался щебень крупностью 40—60 мм, галечник той же крупности и песчано-галечниковая смесь крупностью 0,15—60 *мм*.

В результате было установлено, что при ускорении 0,1 g и коэффициенте запаса на устойчивость равном единице, углы заложения откосов должны быть не менее приведенных в табл. 2.

В связи с незавершенностью последних исследований количественная сторона не может приниматься безоговорочно. Вместе с тем, качественная сторона влияния пригрузки на сейсмическую устойчивость откоса очевидна.

Плотина имеет 2 упорных банкета: со стороны верхнего бьефа — верховая строительная перемычка; в составе низовой упор-

Таблица 2

Характеристика грунта	Сухой откос		Подводный откос	
	α_0	m	α_0	m
Щебень $d = 40 \div 50$ мм	40°	1,2	37°	1,32
Галечник $d = 40 \div 60$ мм пригруж. щебнем	39°	1,2	34°	1,5
Галечник $d = 40 \div 60$ мм	29°	1,8	20°	2,7

ной галечниковой призмы имеется низовой упорный банкет из рваного камня.

Центральное суглинистое ядро плотины имеет ширину по основанию в максимальном сечении 150 м и заложение откосов $m = 0{,}25$.

Переход от ядра из суглинка к боковым призмам выполняется в виде обратного фильтра.

Подбор состава переходных зон в виде обратных фильтров был произведен из условия самозалечивания трещин в ядре, образование которых предполагается возможным.

Наиболее ответственна работа фильтра в сопряжении ядра с галечниковыми призмами со стороны нижнего бьефа и в пределах сработки водохранилища со стороны верхнего бьефа.

В этих зонах принимается двуслойный обратный фильтр. Первый слой задан с диаметром зерен до 5 мм, второй до 40 мм.

Коэффициент неоднородности первого и второго слоя не превышает 9.

Ниже горизонта сработки водохранилища со стороны верхнего бьефа принимается однослойный фильтр с диаметром зерен до 40 мм и коэффициентом неоднородности 100. Большой коэффициент неоднородности однослойного фильтра позволяет получить его путем отсева фракций более 40 мм из карьерного материала. Фильтр укладывается послойно с увлажнением и уплотнением до $\gamma_{ск} = 2 + 2{,}2$ т/м³.

В пределах основания под верховую и низовую упорные призмы плотины со склонов удаляются делювиальные отложения.

Это было вызвано тем, что делювий имеет в отдельных местах значительную мощность (до 26 м) и резко отличается от материала упорных призм по своим физико-механическим свойствам. Наличие большого количества мелкозема определяет малые углы внутреннего трения и значительную сжимаемость делювиальных отложений. Возникла опасность потери устойчивости основания упорных призм, при условии укладки их на делювий, а также возникновения значительных вертикальных деформаций.

Надежное сопряжение суглинистого ядра со скальным основанием достигается следующим путем:

а) съемом аллювиально-делювиальных отложений и верхней выветренной части скалы на глубину от 4 до 10 м;

б) устройством площадной цементации по всему основанию, включая береговые части;

в) устройством глубинной цементации.

Котлован под ядро плотины выполнен правильными плоскостями без резких переломов. В поперечном направлении переломы в основании плотины вообще отсутствуют, в продольном — образованы плоскостями с небольшими перегибами.

С целью предотвращения суффозионных явлений в контактной зоне суглинок-скала предусмотрено устройство двух очередей площадной цементации.

Основание плотины сложено переслаивающейся толщей трещиноватых песчаников и алевролитов, проницаемость которых изменяется от 0,1 л/мин в верхних слоях до 0,01 л/мин в нижних, которые условно были приняты за водоупор.

Для предотвращения суффозионных явлений в породах с повышенной проницаемостью под ядром плотины устраивается глубокая цементационная завеса, выполняемая из центральной цементационной потерны и горизонтальных цементационных штолен.

Большие лабораторные и полевые исследования, проведенные различными организациями для обоснования проекта плотины Нурекской ГЭС, позволили получить данные об углах внутреннего трения материалов, коэффициентах фильтрации, компрессионных свойствах грунтов, рекомендовать плотность материалов, укладываемых в тело плотины, выявить оптимальную влажность суглинка при возведении ядра и подобрать состав обратных фильтров плотины.

Опыт проектирования и строительства Нурекской плотины трудно переоценить в гидротехнической практике.

б) Плотина Рогунского гидроузла

Рогунский гидроузел предполагается расположить на р. Вахш ниже строящегося Нурекского. Гидроузел имеет комплексное (ирригационно-энергетическое) назначение.

При принятой в проекте отметке НПУ Рогунское водохранилище будет иметь полный объем 11,8 млрд. м³, из которых полезный составляет 8,3 млрд. м³. Это позволит регулировать в многолетнем разрезе сток р. Амударьи и совместно с Нурекским и Тюямуюнским гидроузлами создать емкость достаточную для удовлетворения потребностей в воде на уровне 1985 г.

Гидрологический режим р. Вахш в створе Рогунского гидроузла характеризуется следующими показателями: среднегодовой расход — 620 м³/сек; меженный расход — 100—200 м³/сек; максимальный паводковый — 3900 м³/сек.

Рогунский гидроузел размещается в горной местности в сложных топографических, геологических и сейсмических условиях. Сейсмичность района строительства оценивается возможностью землетрясений силой в 9 баллов.

Район створа гидроузла представляет собой V-образное ущелье с крутыми бортами. Высота береговых склонов 350—500 м, крутизна — до 55°.

В геологическом отношении участок створа сложен осадочными горными породами нижнекарбонового периода. Из них наи-

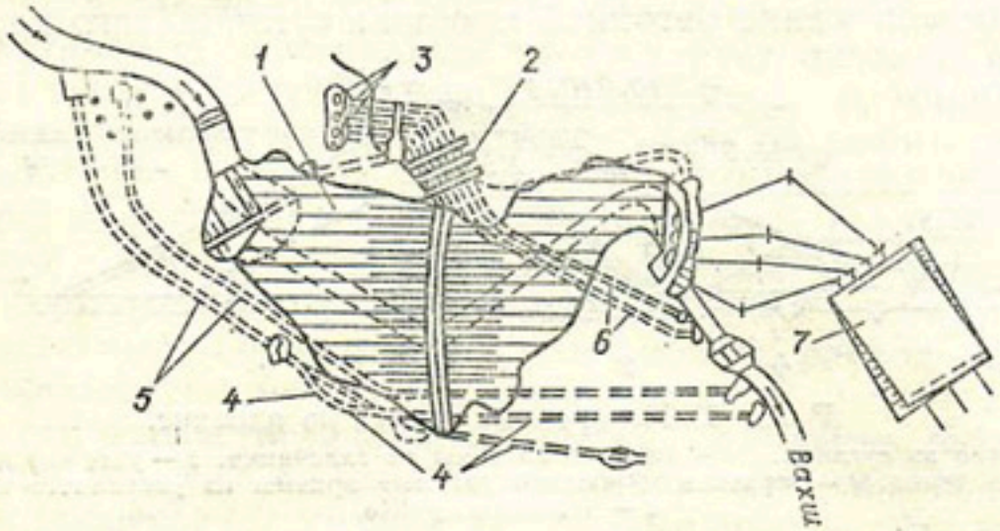


Рис. 7. Рогунский гидроузел.

1 — каменно-земляная плотина; *2* — здание ГЭС; *3* — водоприемник; *4* — катастрофические водосбросы; *5* — строительные туннели; *6* — отводящие туннели ГЭС; *7* — ОРУ.

более широко представлены песчаники, чередующиеся с алевролитами и аргилитами. По генезису и свойствам горные породы идентичны породам основания сооружений Нурекского гидроузла.

Аллювиальные и делювиальные отложения имеют ограниченное распространение и небольшую мощность до 10 м.

Горные породы сильно дислоцированы. Вблизи района строительства отмечены проявления неотектоники (горячие источники и т. д.). Значительное развитие получила тектоническая трещиноватость. Имеют место разрывные дислокации.

Основные сооружения гидроузла намечается расположить в пределах скального блока, ограниченного с двух сторон разломами II порядка.

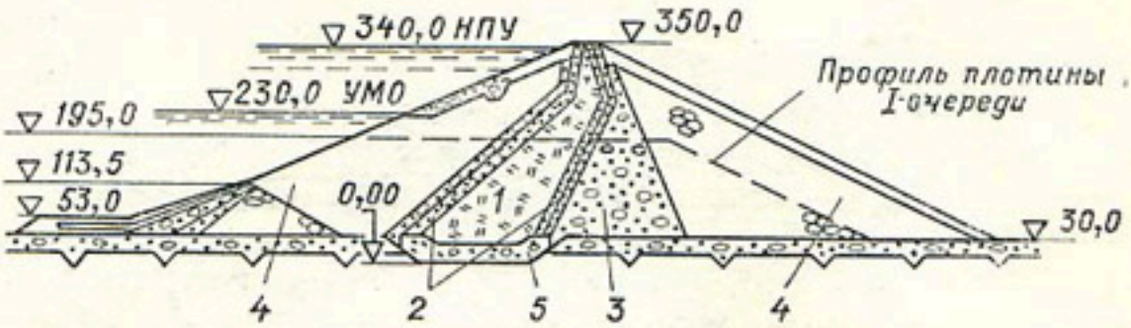
В составе заполнителя одного из разломов, находящемся в 500 м выше оси плотины, на глубине 20 м ниже уреза воды в реке вскрыт пласт соли, который падает почти вертикально в глубину на 2,5—3,0 км и имеет мощность от 15 до 100 м.

Тектонические проявления и наличие пласта соли в основании создают тяжелые инженерно-геологические условия.

В состав основных сооружений гидроузла (рис. 7) входят: плотина из местных материалов, два строительных туннеля и

туннельные катастрофические водосбросы с глубинными и поверхностными водоприемниками на правом берегу, напорно-станционный комплекс сооружений с подземным зданием ГЭС на левом берегу. Максимальная строительная высота плотины 350 м. Плотина отсыпается из горной массы с уплотнением укаткой. Водонепроницаемость плотины обеспечивается центральным, слабонаклонным ядром из искусственной смеси суглинка со щебнем.

Для сопряжения суглинистого ядра со скальным основанием в самой глубокой части каньона устраивается бетонная пробка. Скальное основание бетонной пробки и суглинистого ядра укреп-



Р и с. 8. Поперечный разрез по плотине.

1 — ядро из суглинка; *2* — переходные зоны из галечника; *3* — упорная призма из галечника; *4* — верховая и низовая упорные призмы из укатанного камня; *5* — бетонная пробка.

ляется площадной цементацией. По контуру ядра устраивается глубинная противофильтрационная цементационная завеса.

Сопряжение суглинистого ядра с упорными призмами предполагается осуществить с помощью обратных фильтров и развитой переходной зоны из гравелисто-галечниковых грунтов.

Поперечное сечение плотины представлено на рис. 8.

В период строительства расходы реки предполагается отвести с помощью строительных туннелей, расположенных в два яруса на правом берегу.

Пропуск паводковых расходов в эксплуатационный период будет производиться через два туннельных катастрофических водосброса. Один водосброс имеет поверхностный водоприемник, другой — глубинный. Последний сопрягается со строительным туннелем первого яруса наклонным туннелем. Оба водосброса имеют круглое сечение диаметром 11,5 м. Суммарная пропускная способность водосбросов 3600 м³/сек.

Катастрофические водосбросы совместно с ГЭС позволят пропустить через гидроузел 4580 м³/сек (расход 0,1% обеспеченности). Паводковый расход 0,01% обеспеченности — 6000 м³/сек частично аккумулируется в водохранилище с подъемом горизонта воды на 1,0 ÷ 1,5 м.

Напорно-станционный узел проектируется из водоприемников башенного типа высотой 35 м, напорных подводящих туннелей, подземного здания ГЭС и двух отводящих безнапорных туннелей коробкового сечения 10 × 21 м.

в) Плотина Чарвакского гидроузла

Чарвакский водохранилищный гидроузел расположен в среднем течении р. Чирчик, строительство которого начато в 1963 г. и ведется по настоящее время.

Гидроузел имеет комплексное ирригационно-энергетическое значение. С его помощью осуществляется сезонное регулирование стока реки, гарантируется водообеспечение земель нового орошения на площади 164 тыс. га, вырабатывается около 2,2 млрд. квт.-ч электроэнергии в год, что позволяет регулировать мощности для покрытия пика нагрузки энергосистемы. Созданное плотиной водохранилище зарегулирует паводки и сели, а в зимний период обеспечит шугозадержание на р. Чирчик.

Зона водохранилища используется для массового отдыха трудящихся.

По характеру питания р. Чирчик относится к рекам снеговоледникового питания с меженным периодом с октября по март.

Максимальный наблюденный паводковый расход приближается к 2000 м³/сек, меженный — 150 м³/сек.

Район строительства характеризуется сложными геологическими условиями, т. к. он неоднократно подвергался горообразовательным процессам, в связи с чем горные породы сформированы в сложные складчатые геологические сооружения и разрывные дислокации (разломы).

Породы палеозоя — известняки, порфиры залегают в нижнем структурном ярусе, смяты в изоклинальные складки широтного простирания и прерываются рядом тектонических разломов.

Ко второму структурному ярусу отнесены красноцветные и песчано-глинистые породы карбонового периода и залегают в зоне денудации пород первого яруса.

Все сооружения Чарвакского гидроузла расположены на палеозойских известняках, слагающих здесь оба борта долины и каньон р. Чирчик.

Известняки сложены в крупную синклинальную складку широтного простирания, ось которой проходит примерно по дну реки, а крылья слагают борта ущелья. Известняки как массивные, так и тонкослоистые имеют в среднем объемный вес 2,7 т/м³ и характеризуются высокой прочностью на сжатие ($\sigma_{вр}^{сж} = 1200 \div 2400$ кг/см²). Известняки разбиты различными системами трещин, наложившимися одна на другую и разбившими скальный массив на отдельности различной крупности. Ширина раскрытия трещин за пределами зоны выветривания равна 1—3 мм. Часть трещин сомкнута, часть имеет кальцитовый или суглинистый заполнитель.

Трещинная пустотность составляет 1,5 ÷ 3%.

В отдельных зонах известняков преимущественно в бортах ущелья отмечено карстообразование.

В русле реки и на поверхности береговых террас имеются аллювиальные отложения. Мощность валунно-галечникового грунта в русле составляет 3—5 м. На береговых террасах мощность конгломерато-галечниковой толщи достигает 20 м.

В районе створа гидроузла широко развиты оползни и боковая эрозия. Оползни и оплывины широко развиты на склонах в четвертичных отложениях.

Эрозия проявляется в образовании глубоких оврагов и узких русел рек.

Карьеры местных строительных материалов (суглинка, камня и т. д.) находятся в основном вблизи объекта строительства на расстоянии 4—5 км. Карьер гравийно-песчаной смеси для укладки переходных зон тела плотины располагался в 22 км в устье р. Аксакаты.

Район гидроузла характеризуется 8-балльной сейсмичностью.

При выборе рационального типа плотины для данных условий в проекте были рассмотрены несколько вариантов.

По инженерно-геологическим условиям, сейсмостойкости, простоте выполнения и экономичности предпочтение было отдано варианту строительства каменно-набросной плотины.

В состав основных сооружений гидроузла входят плотина максимальной высотой 167 м, катастрофический водосброс шахтного типа, подключенный к строительному туннелю первого яруса, здание ГЭС открытого типа на 4 агрегата, глубинные водоприемники и две нитки подводящих напорных туннелей.

Пропуск строительных расходов осуществляется по двум строительным туннелям, расположенным в два яруса на левом берегу.

Строительный туннель второго яруса используется как ирригационный водовыпуск и холостой водосброс ГЭС.

Конструкция плотины Чарвакского гидроузла представлена на рис. 9.

Плотина имеет симметричный профиль с центральным ядром из суглинка, боковыми упорными призмами из каменной наброски и песчано-гравелистыми переходными зонами между ними.

В каньонной части в основание ядра уложена бетонная пробка. Для создания надежного сопряжения бетонной пробки с трещиноватым скальным массивом в основании пробки проведена укрепительная цементация.

Центральное суглинистое ядро является противофильтрационным элементом плотины. Для уменьшения трудоемкости в укладке суглинистого грунта ядро имеет обуженный профиль. В прискальной зоне ядро распластано, что обеспечивает более надежный контакт суглинистого грунта со скальным основанием. В связи с большой ответственностью сооружения и отсутствием при проектировании аналогов было уделено значительное

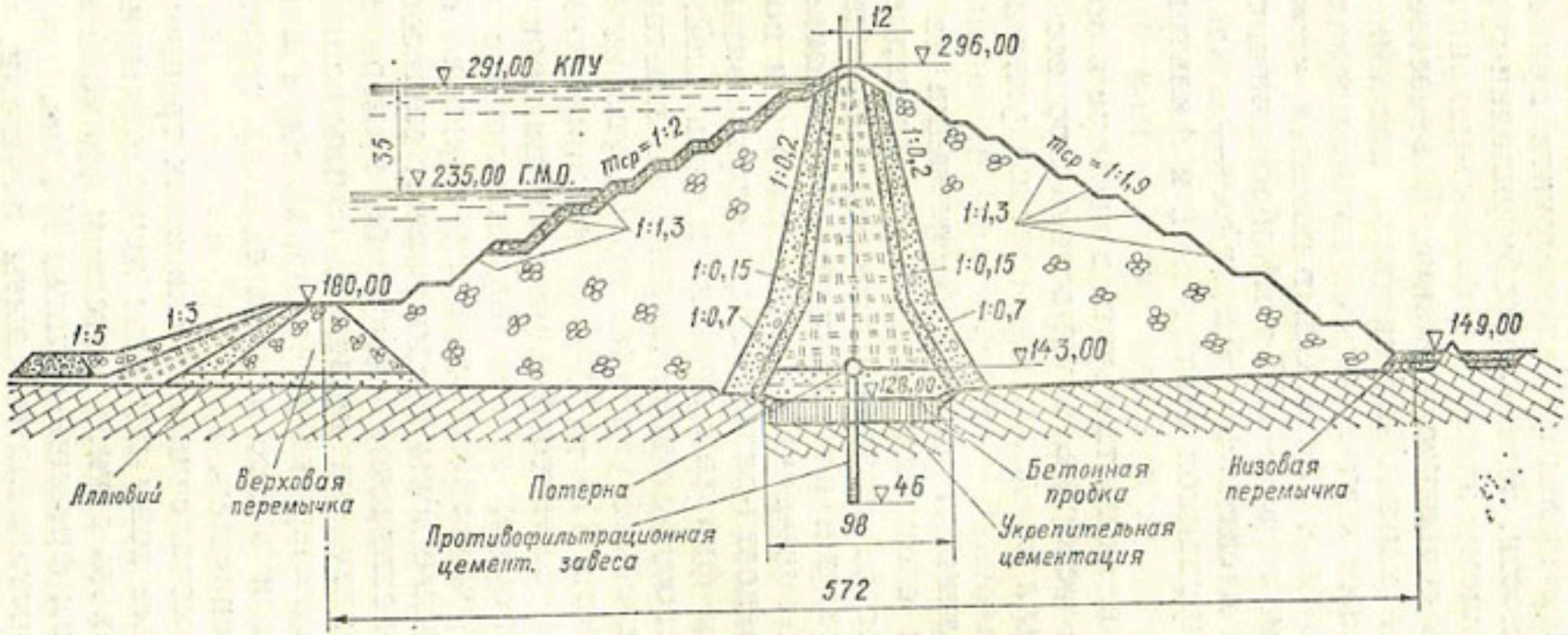


Рис. 9. Плотина Чарвакской ГЭС. Поперечный разрез плотины по сечению с наибольшей высотой.

внимание назначению физико-механических показателей суглинистого грунта, уложенного в насыпь, для обеспечения его статической и фильтрационной устойчивости. Согласно теории плотности-влажности статическая и фильтрационная устойчивость ядра достигаются путем укладки грунта при его оптимальной плотности-влажности. Этому способу укладки суглинистого грунта, обеспечивающему заданные физико-механические показатели, придавалось серьезное значение. В качестве основного способа возведения ядра было принято послойное механическое уплотнение катками и груженными автосамосвалами при толщине уплотняемого слоя 30 см. Опыт показал, что при уплотнении грунта до объемного веса 1,75 т/м³ обеспечивался угол внутреннего трения 24° и сцепление 0,2 кг/см² — показатели достаточные для гарантированной статической и фильтрационной устойчивости ядра.

Повышенная влажность грунта в карьере в осенне-зимний период и желание ускорить и упростить процесс укладки послужили поводом для предложения способа укладки суглинка отсыпкой в воду.

Для обоснования этого способа укладки на стройплощадке были проведены специальные полевые исследования, показавшие, что при способе отсыпки суглинка в воду не выдерживаются основные кондиции в части плотности-влажности. Недостатком этого способа укладки насыпи явилась и послойная неравномерность плотности-влажности, нарушающая однообразие геотехнических и фильтрационных показателей. Принимая во внимание указанное, при возведении ядра плотины был использован способ послойной укладки грунта, увлажненного до оптимальной влажности (15—17%), с механическим уплотнением.

Сопряжение суглинистого ядра с крупнозернистым материалом каменных упорных призм осуществлено с помощью переходных зон из гравелисто-песчаных грунтов Аксакатинского карьера. Переходные зоны предохраняют мелкозернистые фракции ядра от механической суффозии, выпора и размыва суглинка по контакту высачивания фильтрационного потока. Вследствие неравномерных деформаций ядра в нем могут возникнуть трещины и вынос частиц скелета грунта ядра становится еще более опасным.

Из условий самозалечивания сквозных трещин, возникающих в ядре, переходные зоны приняты двухслойными. Первый слой принят из карьерного грунта с отсевом фракций крупнее 10 мм, второй — с отсевом фракций крупнее 150 мм.

Специально поставленные опыты показали, что небольшие трещины в ядре (порядка 1—2 мм) будут закрываться за счет набухания суглинка. При возникновении сквозных трещин шириной раскрытия > 4 мм наблюдался вынос суглинка. Выносимые частицы суглинка кольматируют первый слой переходной зоны, что приводит к быстрому самозалечиванию трещин в ядре.

Мощные переходные зоны создают постепенный переход между отличающимися по жесткости частями плотины и служат компенсатором в распределении напряжений, возникающих при осадках между каменными упорными призмами и суглинистым ядром, что особенно важно при высокой сейсмичности района.

В качестве материала боковых упорных призм использован известняковый камень, полученный взрыванием в карьере. В связи с недостаточностью на строительстве крупного кондиционного камня было принято решение отсыпать во внутренние зоны упорных призм горную массу малыми слоями с укаткой до $\gamma_{об} = 1{,}95$ т/м^3. Наружные зоны отсыпались из крупного камня и играли роль пригрузки.

Зона мелкого камня возводилась одновременно с ядром и переходными зонами с созданием по высоте внешних уступов.

Наружная зона мощностью 15 ÷ 25 м возводилась пионерной отсыпкой слоями в 10 м.

В окончательном профиле плотины образовались ярусы, разделенные бермами. Заложение откосов между ярусами соответствует углу естественного откоса каменной наброски 1 : 1,3. С учетом ширины промежуточных берм общее заложение верхового откоса составляет 1 : 2, низового 1 : 1,9, что обеспечивает общую устойчивость откосов при расчетном сейсмическом воздействии. Как указывалось в описании геологических условий района гидроузла, в скальной толще основания сооружений имеется ряд трещин со значительной шириной раскрытия, заполненных глинистым заполнителем и карстовые полости. Для снижения фильтрационного расхода и градиента в скальной толще основания сооружений создана противофильтрационная цементационная завеса глубиной до 80 м. Противофильтрационная завеса выполнена из железобетонной галереи (потерны), врезанной в основание ядра по периметру его котлована.

Фильтрационный поток частично перехватывается разгрузочными дренажными штольнями. На правом берегу в качестве дренажных использованы две подходные штольни для разработки турбинных водоводов длиной по 150—160 м. На левом берегу пройдены две специальные дренажные штольни длиной по 100 м.

Стены и свод штолен облицованы торкретом по металлической сетке. Приток грунтовых вод обеспечивается устройством вдоль штолен вееров дренажных скважин глубиной 5—10 м.

Плотина оснащена большим количеством контрольно-измерительной аппаратуры, предназначенной в основном для наблюдения за деформациями плотины и положением кривой депрессии.

г) Кассансайская плотина

Плотина расположена на р. Кассансай в начале скалистого ущелья. Плотина, как и водохранилище в целом, находится в пределах Алакубинского района КиргССР. Гидроузел вводится в эксплуатацию очередями.

Объем водохранилища первой очереди (1945 г.) составлял 31 млн. м³ при высоте призмы сработки 11,5 м и площади зеркала 2,75 км².

Объем водохранилища второй очереди (после 1952 г.) составляет 106,7 млн. м³ при высоте призмы сработки 28,5 м и площади зеркала 5,88 км². Мертвый объем водохранилища — 10 млн. м³. Среднемесячная мутность не превышает 0,65 кг/м³. Максимальный расход в р. Кассансай в 1% обеспеченности равен 130 м³/сек. Среднегодовой расход 10,5 м³/сек (снег и снежники).

Ущелье, по которому протекает р. Кассансай, в месте створа плотины имеет ширину по низу около 20 м. Высота бортов ущелья доходит до 100 м. Левый борт ущелья более пологий, чем правый, и имеет в пределах высоты плотины откос 1 : 2,8, а правый 1 : 1,5. Выше борта имеется более крутой откос.

Основной породой, слагающей дно и борта ущелья в пределах высоты построенной плотины, являются кварцевые порфиры.

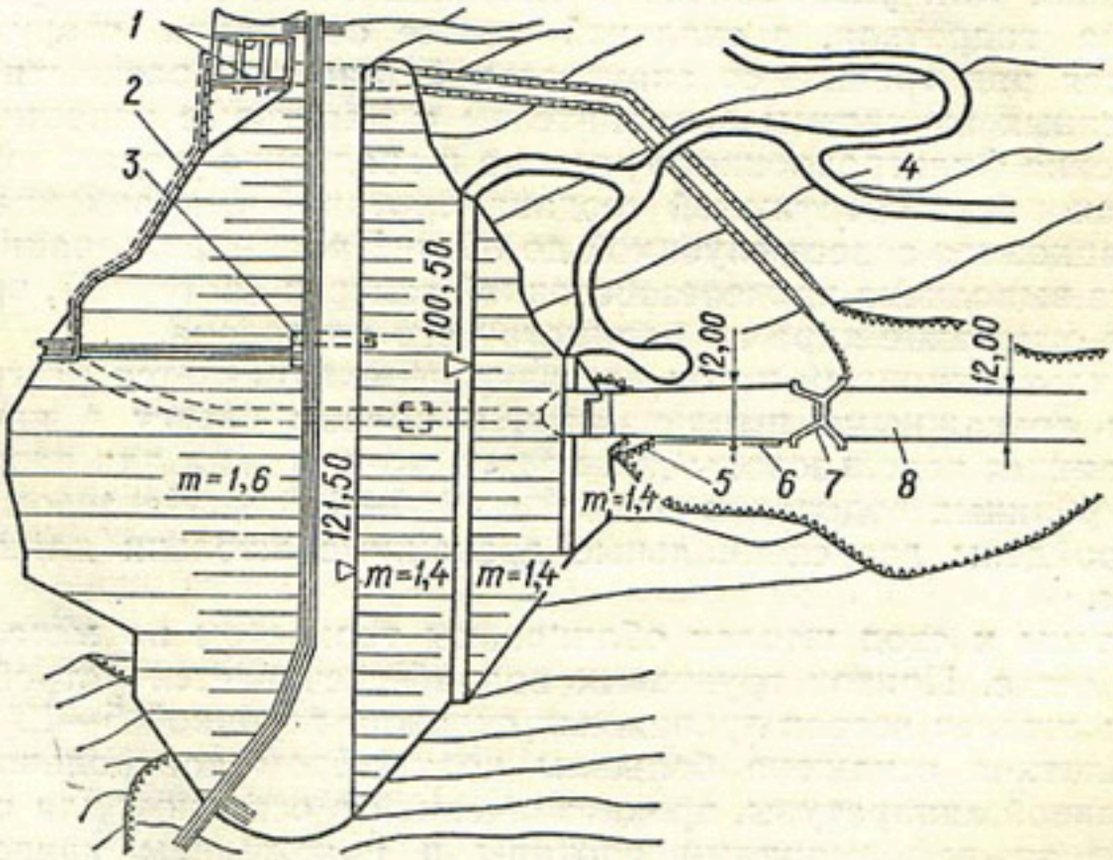


Рис. 10. Кассансайская плотина.

1 — водослив водосброса; *2* — лестница; *3* — камера подъемника; *4* — дорога; 5 — гаситель водовыпуска; 6 — стенка из каменной кладки; *7* — водомер Вентури; *8* — отводящее русло.

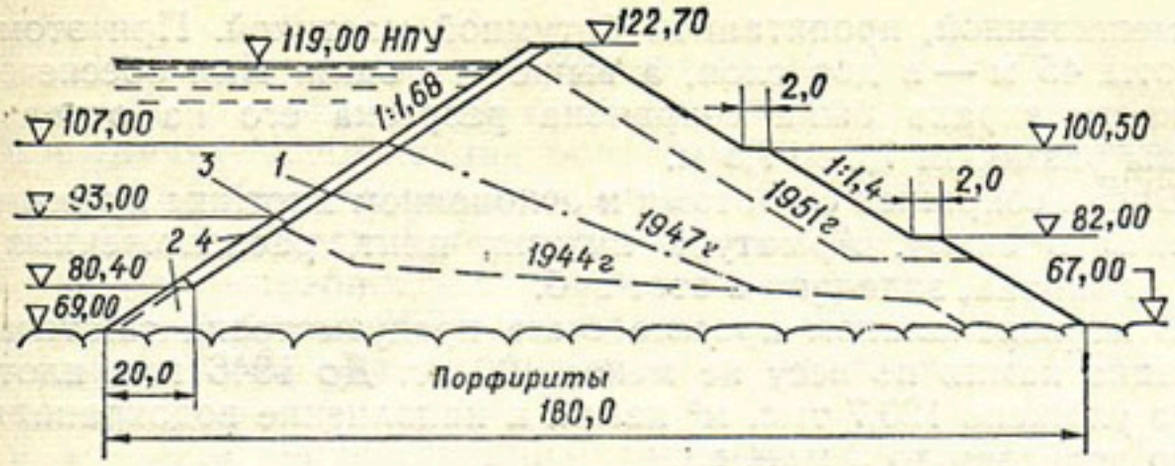


Рис. 11. Поперечный профиль по Кассансайской плотине.
1 — каменная наброска; 2 — сухая кладка; 3 — гравийная подготовка; 4 — двухслойный железобетонный экран.

На левом, пологом, берегу кварцевые порфиры местами перекрыты покровом осыпей мощностью до 8 м. В русле порфиры обнажаются и уходят под дно реки. Порфиры плотные, разбиты трещинами по трем направлениям. По дну они прикрыты галечниками мощностью до 3—4 м.

Правый крутой борт также покрыт осыпями толщиной до 10 м. Геологические условия в створе плотины благоприятны. Осыпи с бортов ущелья в районе створа плотины удалены.

В состав сооружений водохранилищного гидроузла (рис. 10) входят: а) плотина из каменной наброски с экраном; б) трубчатый водоспуск; в) катастрофический сброс.

Принимая во внимание обилие каменного материала, плотина принята из каменной наброски. Водонепроницаемость плотины достигается железобетонным экраном, уложенным по верховому откосу и упирающимся внизу в бетонный зуб, врезанный в скалу основания и борта ущелья. Ширина плотины по верху — 6 м; верховой откос плотины 1 : 1,6; низовой откос — 1 : 1,4.

По высоте откос разделен бермами шириной 2 м. Высота построенной плотины равна 59 м. Поперечное сечение плотины изображено на рис. 11. Наибольшая ширина плотины по основанию равна 236 м.

Общая площадь экрана 14 660 м². Экран от основания плотины до высоты — 15,4 м жесткий, двухслойный, выше — гибкий, из двух слоев железобетонных плит $t = 15$ см каждый, уложенных по бетонной подготовке $t = 10$ см и покрытых слоем битума. Плиты экрана уложены так, что верхние перекрывают швы нижних.

В первоначальном проекте основную задачу экрана выполнял только верхний слой железобетонных плит, для чего швы между ними уплотнялись медными пластинками, изогнутыми г-образно в вертикальных швах и плоскими в горизонтальных.

В последующем было решено вместо водонепроницаемых швов с медными пластинками покрыть весь нижний слой экра-

на мешковиной, пропитанной битумной мастикой. При этом до высоты 45 м — в два слоя, а выше — в один. Для обеспечения гибкости экрана была сохранена разрезка его на отдельные плиты размером 7,5 × 7,5 м.

Экран сопряжен с бортами и основанием плотины зубом, врезанным в скалу. Арматура нижних плит, расположенных по краям экрана, заделана в этот зуб.

В первоначальном проекте была предусмотрена тщательная укладка камня по весу не менее 100 кг. До 1946 г. в плотину было уложено 120,7 тыс. м³ камня и наполнение водохранилища было доведено до 2 млн. м³.

В последующем из-за трудоемкости работ (ручной труд) и с учетом недостаточного запаса камня в карьерах весом не менее 100 кг, была принята отсыпка тела плотины слоями до 5 м каждый с условием, чтобы по слою мелкого камня весом от 5 до 50 кг укладывался бы слой крупного камня весом более 50 кг. Однако и этот способ не использовался в полной мере имевшуюся в то время технику. Поэтому он был заменен наброской различного камня с допуском карьерной мелочи.

В конце 1947 г. было принято решение выполнить низовую часть плотины с помощью направленного взрыва скальной породы, расположенной выше гребня плотины. Взрывом было уложено 69,4 тыс. м³ породы. Однако взрыв повредил экран верхового откоса.

В течение двух лет (с 1956 по 1957 г.) осадка плотины составила 1—6 см.

Эксплуатация плотины при законченном экране показала, что фильтрация через экран и сопряжение его со скалой при максимальном наполнении водохранилища не превосходит 300 л/сек.

Объемы работ, выполненных в процессе строительства водохранилища, составляют: земляных — 430 тыс. м³; бетонных и железобетонных — 12,4 тыс. м³; каменных — 536,2 тыс. м³; металлоконструкции — 51,7 тыс. м³.

В результате постройки водохранилища увеличилась орошаемая площадь на 7560 га (по сравнению с 1940 г.).

До 1947 г. для накопления воды использовался построенный в 1941 г. временный деревянный экран. С 1947 по 1949 г. накопление воды велось под защитой только бетонной подготовки под железобетонные плиты экрана.

С 1950 по 1954 г. плотина работала при одном нижнем слое железобетонных плит. Ненормальная эксплуатация плотины привела к выщелачиванию бетонной подготовки во многих местах. Выщелачиванию подверглись также нижние ряды железобетонных плит. В 1953 г. наблюдалась фильтрация через плотину с расходом до 3—7 м³/сек.

Для устранения фильтрации в 1955 и 1956 г. был произведен ремонт отдельных частей экрана и уложен его второй слой.

В результате этих работ фильтрация уменьшилась до 0,3—0,7 м³/сек.

В 1946 г. плотина высотой 30 м подверглась 8-балльному землетрясению и наблюдались осыпи на низовом откосе плотины.

В процессе эксплуатации водохранилища в отдельные годы возникала необходимость сброса избытков воды. Это указывало на возможность увеличения емкости водохранилища, принимая во внимание потребность в увеличении регулируемых попусков. В период с 1962 по 1967 г. сооружения Кассансайского водохранилища были реконструированы и отметка НПГ поднята на 10 м.

В процессе реконструкции были выполнены следующие основные работы:

а) наращивание высоты плотины на 10 м, уширение основания на 40 м со стороны нижнего бьефа; б) наращивание существующего железобетонного экрана и усиление его торкретбетоном; в) удлинение трубы водовыпуска на 39 м (в связи с уширением плотины); г) усиление и наращивание стен шахты водосброса.

Работы были начаты с удлинения трубы водовыпуска. Камеру затворов, расположенную в конце водовыпуска (до реконструкции), было решено оставить в теле плотины, усилив ее стены и перекрытие с учетом восприятия нагрузки от слоя каменной наброски толщиной 17 м.

Каменный материал для наращивания плотины добывали в 2-х карьерах. Один (малый) карьер был расположен в 180 м от плотины, другой (основной) находился на левом берегу р. Кассансай в 1500 м от плотины. Рыхление горной породы в обоих карьерах осуществлялось с помощью минных камер.

Укладка каменной наброски в тело плотины производилась поярусно (высота яруса до 16 м) с помощью автосамосвалов. Уплотнение каменной наброски в теле плотины производилось с помощью гидромониторной установки.

С целью устранения ежегодных эксплуатационных ремонтов железобетонного экрана существующий был усилен торкретбетоном по арматурной сетке. Устройству железобетонного экрана в пределах наращиваемой части плотины предшествовало выравнивание верхового откоса слоем галечника толщиной от двух до одного метра. По выровненному откосу была уложена бетонная подготовка толщиной 10 см, а затем основной бетон экрана, армированный сеткой из арматуры $d = 12$ мм периодического профиля.

В настоящее время рассматривается возможность увеличения высоты плотины с целью создания водохранилища емкостью 500 млн. м³.

Находящийся в неудовлетворительном состоянии трубчатый водовыпуск (трещинообразование) предполагается заменить туннельным водовыпуском.

д) Каттасайская плотина

Каттасайская водохранилищная плотина находится в северной части территории Таджикской ССР.

Основное назначение водохранилища — аккумулирование стока р. Каттасай, неиспользованного зимнего стока р. Басмандысай и р. Шахристансай.

Вторым немаловажным назначением водохранилища является задержание селевых расходов. Саккумулированный селевой сток в последующем используется на орошение.

Емкость водохранилища 55 млн. м³. На базе водохранилища предполагалось: а) повышение водообеспеченности на существующей площади орошения 4,03 тыс. га; б) прирост нового орошения на площади 8,4 тыс. га; в) защита г. Уратюбе от разрушительной деятельности селей.

Чашей водохранилища служат долины рек Карасакал, Кунжак и Каттасай, которые в этом районе сливаются в одну долину.

Плотина построена в створе, где речной поток прорезает горную возвышенность узким ущельем. Ширина ущелья в створе 230 м. Возвышенность превышает окружающую местность на 100—150 м и сложена слоистой, сильно трещиноватой толщей песчаников, сланцев, известняков и конгломератов, прикрытых суглинком со щебнем и галечником. Местами коренные породы обнажены. Долины речек, образующих р. Каттасай, в районе водохранилища имеют значительные уклоны порядка 0,02—0,035. Русла речек имеют характер хорошо разработанных долин.

В районе водохранилища выделяются два основных водоносных горизонта: воды, приуроченные к коренным породам, и воды четвертичных отложений.

В коренных породах они содержатся в песчаниках и сланцах, представляющих собой трещиноватую толщу.

Среди третичных отложений водоносными являются конгломераты.

В четвертичных отложениях грунтовые воды приурочены в основном к галечникам, слагающим речные террасы. Глубина залегания грунтовых вод — от 0,5 до 10 м. Грунтовые и поверхностные воды по степени минерализации относятся к пресным. По отношению к бетону воды не агрессивны.

Долины речек, образующих Каттасай, имеют пять террас. Первая терраса — (пойменная) имеет ширину 20—100 м, сложена галечниками с примесью гравия и песка. Вторая терраса сложена сильно загрязненным мелкоземом, галечниками и суглинками. Видимая мощность отложений — 2,5—3 м. Третья терраса — суглинки с редким включением гальки, которые на глубине 3—8 м подстилаются галечниками. Четвертая и пятая террасы имеют строение, аналогичное третьей.

В створе плотины коренные склоны и основания ущелья сложены силурийским песчаником и сланцами, реже — известняками, которые с поверхности покрыты четвертичными отложениями. В основании долины они покрыты аллювиальными галечниками и суглинками, а по бортам — аллювиальными и пролювиальными суглинками с обломками коренных пород.

В дне долины, под основанием плотины, мощность аллювиальных отложений составляет от 1 до 10 м. Местами коренные породы выклиниваются на поверхность.

По левому борту мощность суглинков не превышает 3,5 м; по правому — в створе плотины — коренные породы обнажены на высоту более 36 м.

Водопроницаемость песчаников и сланцев невысокая. Коэффициент фильтрации — 0,006—0,7 м/сут. Галечники долины сильно загрязнены, благодаря чему мало водопроницаемы. Коэффициент фильтрации — 4,1—32,5 м/сут. Наиболее водопроницаемы галечники поймы, частично сцементированные глинистым материалом.

Суглинки в районе плотины относятся к пылеватым.

Фильтрационные потери из водохранилища под основанием и в обход плотины происходят в основном через галечники правого борта долины. Также имеет место фильтрация через коренные породы.

В районе створа плотины и чаши водохранилища коренное ложе долины сложено конгломератами, глинами, известняками и ракушечниками, которые являются слабо водопроницаемыми. В связи с этим фильтрационные потери воды из водохранилища незначительны.

Из местных строительных материалов в районе створа имеется в значительном количестве гравелисто-галечниковый грунт в смеси с песком и примесью суглинка. Мощность отложений — 4—15 м.

Объемный вес галечников в карьере — $\gamma = 1{,}84 \div 2{,}15$ т/м³ и коэффициент фильтрации — $4 \div 32$ м/сут.

$\gamma = 2{,}2$ т/м³; Кф = 2 м/сут.

Суглинистый грунт залегает по поверхности всего района строительства плотины.

Грунты слабопластичные, с числом пластичности 8—9%. Пылеватые фракции — до 85%, глинистые — от 5 до 28%.

Пористость $n = 37\% \div 52\%$, причем, на верхних террасах грунты более просадочные и пористые, чем на нижних. Просадочность — 70 см на 10 м мощности толщи.

Удельный вес скелета грунта — $\gamma_{уд} = 2{,}7$ т/м³.

Угол внутреннего трения — $\varphi = 30°$.

Сопротивление сдвигу — $C_{ср} = 0{,}06$ кг/см².

Коэффициент фильтрации в естественном залегании — Кф = = 0,4 м/сут.

Граница текучести — $W_т = 25{,}8\%$.

Граница раскатывания — $W_p = 17\%$.

Площадь орошаемых земель, подкомандная водохранилищу, менее 25 тыс. га.

Район относится к 8-балльной сейсмической зоне.

Расход водовыпуска в оросительный канал $Q_{расч} = 6$ м³/сек, расход водосброса — $Q = 50$ м³/сек.

При наличии на месте строительства в неограниченном запасе суглинистых и галечниковых грунтов наиболее экономичной оказалась земляная плотина с суглинистым ядром.

Основные размеры плотины: а) длина плотины по гребню — 857,5 м; б) ширина гребня — 5 м; в) максимальная высота (в каньоне) — $H = 62{,}5$ м.

Продольный профиль принятого варианта плотины с ядром из суглинка представлен на рис. 12.

Тело плотины выполнено из укатанного галечникового грунта, ядро — из укатанного суглинистого грунта.

Верховой и низовой откосы ядра приняты с заложением $m = 0{,}75$. Крепление верхового откоса плотины осуществлено из наброски камня слоем 1,0 м по слою гравия толщиной 0,5 м.

Для сопряжения суглинистого ядра с галечниковым грунтом призм служит переходная зона из песка. Она состоит из двух слоев толщиной по 25 см каждый.

Коэффициент фильтрации галечникового грунта тела плотины в 20 раз больше коэффициента фильтрации укатанного суглинистого ядра. Поэтому кривая депрессии, выйдя из ядра в галечниковый грунт, значительно понижается.

Отвод воды, профильтровавшейся через ядро в галечниковый грунт тела плотины, осуществляется по призме, устроенной в виде банкета в низовом откосе из каменной и щебеночной наброски.

Основание тела плотины является местами скала, местами песчано-гравелистый или суглинистый грунты. Сопряжение тела плотины с основанием производится с помощью устройства глубокого зуба. Заглубление его в скалу производится на $7 \div 12$ м, т. к. верхний слой скалы на глубину 5 м имеет значительные трещины выветривания.

Основанием для тела плотины на 2-м участке служат суглинистые грунты мощностью до 10 м, подстилаемые галечниковыми грунтами, доходящими до скального водоупора большой мощности. Для сопряжения на этом участке производилась замочка основания. Суглинки под верховой и низовой галечниковыми призмами не снимались, а использовались как понур. При наполнении водохранилища этот слой дал осадку, в связи с чем был принят большой запас над НПГ (8,7 м).

Галечниковые грунты основания, подстилающие суглинок, имеют мощность до 30 м. Средний коэффициент фильтрации равен 7,7 м/сут. Потери воды на фильтрацию через галечниковые грунты в первые годы эксплуатации оказались равными

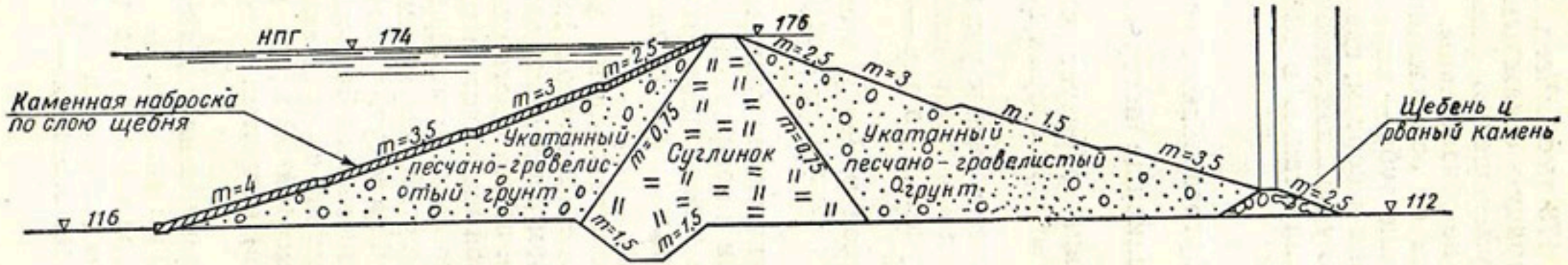


Рис. 12. Поперечный разрез насыпной плотины Каттасайского водохранилища.

23,6 л/сек, что составляет 178 тыс. м³/год. За счет кольматации величина потерь на фильтрацию с каждым годом уменьшается, поэтому мероприятия по уменьшению фильтрации через галечники в основании плотины не обязательны.

Ось зуба ядра смещена от оси плотины на 25 м в сторону верхнего бьефа. Направление зуба — параллельно оси плотины, за исключением примыкания к бортам, где ось зуба соединяется с осью плотины, постепенно уменьшая свою глубину.

Плотина введена в эксплуатацию в 1964 г. и по настоящее время работает нормально.

е) Плотина Ортотокойского водохранилища

Ортотокойское водохранилище построено в Иссыккульской области Киргизской ССР.

Ортотокойская котловина образует чашу водохранилища полным объемом 470 млн. м³, из которых 20 млн. м³ составляет мертвый объем.

Створ плотины расположен в начале ущелья с крутыми скальными бортами, местами покрытыми щебенистыми осыпями. В створе плотины ширина ущелья по дну — 130—140 м, по гребню плотины — 365 м.

Среднемноголетний расход р. Чу в этом створе составляет 28,8 м³/сек, максимальный расход — 0,01% обеспеченности — 370 м³/сек.

Ущелье сложено магматическими горными породами: сиенит-порфирами, микросиенитами и порфирами.

Правый берег в районе створа плотины — скалистый, левый прикрыт мощными делювиальными отложениями щебенистых грунтов.

Пойменная часть каньона заполнена аллювиально-делювиальными отложениями с объемным весом 1,98 ÷ 2,05 т/м³.

В створе плотины на левом берегу находится крупный останец скальных пород, отделенный от основного скального массива широкой трещиной, заполненной щебенистым материалом.

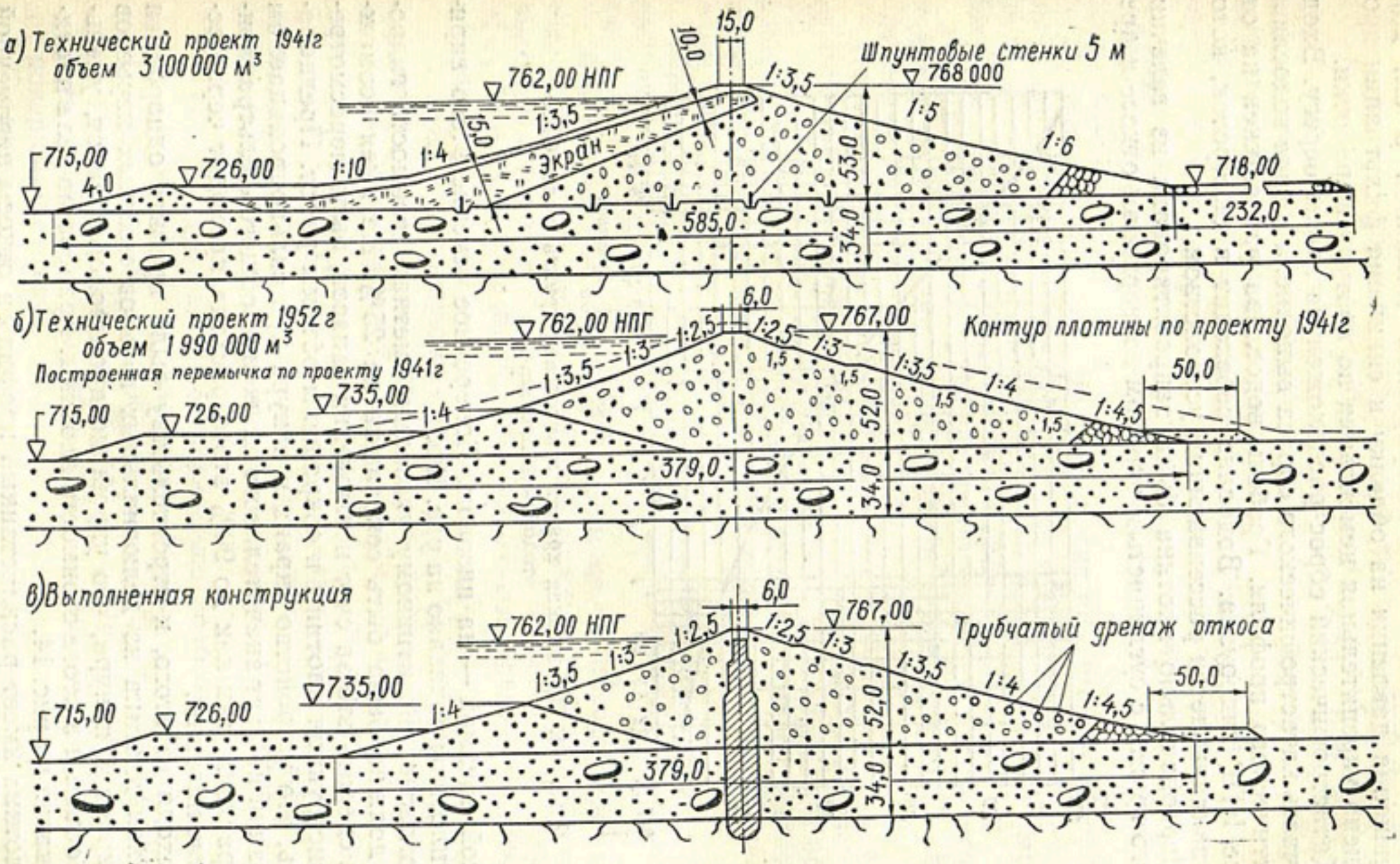
Скальный массив сильнотрещиноватый, коэффициент фильтрации в нем доходит до 5 м/сут. Коэффициент фильтрации аллювиальных отложений — до 130 м/сут. Сооружение возведено в районе с расчетной сейсмичностью в 9 баллов.

Плотинный гидроузел состоит из следующих сооружений:

а) земляная плотина высотой 52 м; б) туннельный водовыпуск на расход 125 м³/сек; в) открытый катастрофический сброс на расход 240 м³/сек.

Правобережным примыканием плотины служит скальный откос, левобережным — скальный останец.

Туннельный водовыпуск расположен на правом берегу. Длина его 560 м, сечение круглое диаметром 4,5 м. Облицовка туннеля принята комбинированная: внешняя — бетонная — толщиной



Р и с. 13. Поперечные разрезы по вариантам Ортотокойской плотины.

32 см, внутренняя — железоторкретная толщиной 8 см. Для уменьшения давления на обделку и снижения фильтрации произведена укрепительная цементация по контуру выработки.

Катастрофический сброс расположен на левом берегу. Входная часть катастрофического сброса выполнена в виде водослива практического профиля. Гребень водослива расположен на отметке НПГ гидроузла. Водослив переходит в быстроток, который заканчивается рассеивающим устройством.

Первоначально плотина была запроектирована из галечникового грунта с суглинистым экраном на верховом откосе и дре-

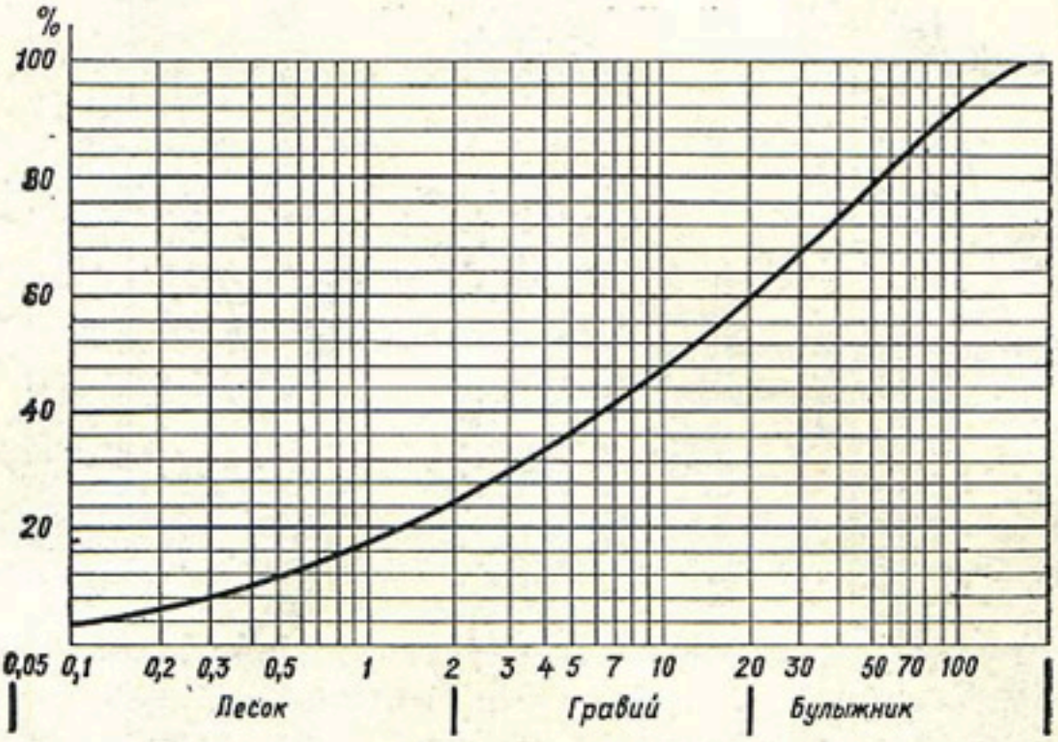


Рис. 14. Предельная кривая грансостава грунта тела Ортотокойской плотины.

нажной призмой — на низовом. Поперечное сечение этого варианта плотины показано на рис. 13а.

Согласно директивному указанию сметная стоимость гидроузла должна была быть сокращена на 25%. Не имея возможности сделать это за счет исключения запасов, была пересмотрена конструкция плотины и сокращены объемы работ. Предполагалось, что устройство экрана и понура при сильнопроницаемом основании не дает значительного снижения общего фильтрационного расхода, так как до 90% этого расхода проходит через основание плотины.

Исходя из этого, к строительству была принята однородная земляная плотина из делювиальных грунтов местных карьеров без экрана и понура, что упрощало производство работ, уменьшало объем и в итоге стоимость плотины. Грансостав тела плотины показан на рис. 14.

Плотина имеет распластанный профиль и откосы переменной крутизны. Возведена плотина путем послойной отсыпки и укатки

карьерных материалов с удалением фракций крупнее 200 мм. При отсыпке тела плотины был достигнут высокий объемный вес $\gamma = 2{,}1$ т/м^3, при средней плотности $n = 0{,}22 \div 0{,}24$. В связи с этим возможная фильтрация при наполненном водохранилище оценивалась расходом 1 м^3/сек.

Гребень плотины укреплен с обеих сторон сухой кладкой из рваного камня толщиной 80 см на слое гравийно-щебеночной подготовки толщиной 20 см. Крепление верхового откоса было произведено также из рваного камня. Низовой откос укреплялся слоем щебня $t = 20$ см.

Дренажная призма из рваного камня прикрывалась со стороны плотины и основания трехслойным обратным фильтром, толщина которого составляет 60 см: слой песка — 0,5 ÷ 2 мм; гравия — 2 ÷ 10 мм и крупного щебня-гравия — 10 ÷ 50 мм.

Котлован плотины в русле реки расчищен от супесчаных и иловатых отложений, которые были удалены в отвал. Борта котлована были зачищены до скалы.

Плотина сдана во временную эксплуатацию в 1956 г., т. е. после того как она была возведена до отметки 743,0 неполным профилем и без низовой дренажной призмы. При горизонте воды в верхнем бьефе 738,2 были отмечены выходы воды на низовом откосе плотины на отметках 730 ÷ 732 и по коренным бортам долины с нижнего бьефа плотины.

Предполагалось, что после сооружения дренажной призмы кривая депрессии будет понижена, выклинивание воды прекратится.

Для устранения выхода фильтрационного потока через коренные породы вдоль боковых откосов низовой части плотины был заложен трубчатый дренаж в гравийной обсыпке (1 ряд по правому борту и 4 ряда по левому). Трубчатый дренаж был выведен в дренажную призму.

Однако в последующие годы после возведения плотины на полный профиль и сооружения дренажной призмы выход воды на низовом откосе возобновился, а отметки выклинивания переместились выше соответственно повышению отметок горизонта водохранилища. При наполнении водохранилища до отметки 752 было обнаружено выклинивание фильтрационного потока через делювиальные отложения основания в канале катастрофического водосброса на отметке 750.

Были приняты меры по устранению возможных вредных последствий выхода фильтрационного потока на низовом откосе.

По всей ширине низового откоса между отметками 730 и 740 выше дренажной призмы в 3 ряда был выполнен трубчатый дренаж из труб с гравийной обсыпкой, заложенный на глубину 1,5 м от поверхности откоса.

Дренажные трубы объединены тремя коллекторами, выводящими воду кверху дренажной призмы. Наблюдение за работой дренажа осуществлялось с помощью смотровых колодцев.

Был предпринят кольматаж верхнего откоса путем отсыпки суглинка.

В 1960 г. в период стояния максимального горизонта воды в верхнем бьефе (отметка 753,20) отмечалось следующее состояние фильтрации: наивысшие выходы воды на низовом откосе соответствовали отметке 745 ÷ 747. Эти выходы отмечались в виде родников и струек, разбросанных по всей площади откоса.

Это свидетельствовало о неполном перехвате фильтрационного потока поверхностным дренажем низового откоса. Не было обнаружено ощутимого снижения кривой депрессии в теле плотины при кольматаже верхового откоса. Общий расход фильтрации в нижнем бьефе плотины составлял 700 л/сек.

Последующие замеры при горизонте верхнего бьефа 754,0 м показали увеличение фильтрационного расхода до 1100 л/сек.

Положение кривой депрессии было установлено по пьезометрам, заложенным на гребне и бермах низового откоса тела плотины. Часть пьезометров отражала положение фильтрационного потока в теле плотины, часть — в аллювиальных отложениях основания.

Сопоставление показаний пьезометров позволило предположить о существовании самостоятельных фильтрационных потоков в теле плотины.

В результате проведенного обследования комиссия Госстроя пришла к заключению, что выходы воды на откосе связаны со слоистым сложением тела плотины, при котором наряду с плотными малопроницаемыми прослойками залегают прослои и линзы крупнозернистого, сильнопроницаемого материала, служащие путями выхода фильтрационного потока на низовой откос плотины.

Причиной этого явилось, во-первых, недостаточное содержание в карьерном материале мелкозернистого материала, во-вторых, способ отсыпки тела плотины слоями толщиной 60 см, при котором происходила сегрегация материала при выгрузке и выпадение в первую очередь крупнозернистого материала, создавшего водопроницаемые прослойки.

Замер действительных скоростей фильтрации в местах ее сосредоточения, произведенный КиргНИИВХ, показал, что она составляет 150 ÷ 240 м/сут и можно было ожидать увеличение максимальных скоростей до 500 м/сут (0,6 см/сек).

Благодаря тому, что тело плотины сложено из скелетного грунта средней крупности, уплотненного до высокой степени, деформаций низового откоса не наблюдалось. Тем не менее, был установлен незначительный расход взвешенных частиц, заставляющий предполагать возможность суффозии мелких фракций при длительной эксплуатации сооружения.

Комиссия Госстроя признала необходимым проведение специальных мероприятий по усилению водоупорных свойств верхово-

го клина во избежание развития явлений фильтрации и местных размывов грунта.

Были рассмотрены различные методы борьбы с фильтрацией:

а) создание водонепроницаемого экрана на верховом откосе;
б) бетонно-свайные стенки, перерезывающие тело плотины;
в) создание инъекционной завесы из цементно-глинистого раствора через трубы с манжетами.

В рассматриваемых условиях предпочтение было отдано способу создания инъекционной завесы по следующим соображениям:

1) при инъекции растворов на глинистой основе в тело плотины вносится материал, являющийся родственным материалу тела плотины и не нарушающий конструкцию плотины;

2) как показал опыт создания противофильтрационных завес на плотинах Серр-Понсон, Фессенхейм, Сильвенштейн, Мишон, Карагандинской ГРЭС-2 и Иркутской ГРЭС, при инъекции создается широкое, пластичное и малопроницаемое ядро, не вызывающее сосредоточения градиентов фильтрационного потока в теле плотины;

3) работы по инъекции являются достаточно гибкими, позволяющими сосредоточить наибольшее внимание там, где происходит наибольшая фильтрация;

4) инъекционные работы не связаны с опорожнением водохранилища и могут вестись по этапам, возобновляясь при необходимости.

Инъекционная завеса была образована нагнетанием раствора в два ряда скважин. Низовой ряд бурился с гребня плотины в первую очередь для образования барьера, препятствующего распространению раствора в низовую призму плотины при создании основной части завесы. Скважины этого ряда располагались с шагом 2 м и обрабатывались цементно-глинистым раствором. Количество раствора, нагнетаемого в скважины этого ряда, составило 30% объема раствора завесы.

Верховой ряд скважины завесы был смещен на 6,2 м от нижнего в сторону верхнего бьефа.

Скважины располагались через 4 м и обрабатывались глинистым раствором.

Толщина завесы составляет в верхней части 10 м, на глубине от 15 до 30 м — 12 м и ниже (в теле плотины и делювиальном основании). Максимальная глубина завесы составляет 85 м. Для некоторого ослабления влияния на завесу фильтрационных токов в трещиноватых скальных породах завеса была заведена в последние на глубину 5 м.

Осуществление водонепроницаемого ряда с помощью противофильтрационной завесы позволило нормализовать работу гидроузла: низовой откос оказался осушенным, фильтрационный расход снизился более чем в 2 раза.

Подводя итог изложенному, следует отметить, что экономичность проекта 1952 г. по сравнению с проектом 1941 г. за счет отказа от водонепроницаемого экрана — при данном способе производства работ по возведению тела плотины — оказалась неоправданной.

ж) Плотина Тюябугузского водохранилища

Тюябугузское водохранилище (Ташкентское море) построено в Ташкентской области на р. Ангрен в 1962 г. и служит для сезонного регулирования стока.

Полный объем водохранилища 250 млн. м³, полезный — 224 млн. м³. Максимальный наблюденный расход р. Ангрен в створе гидроузла — 559 м³/сек, меженный — 4—5 м³/сек. Жидкий годовой сток реки в указанном створе колеблется от 335 млн. м³ в маловодные годы и до 1444 млн. м³ в многоводные. Годовой сток взвешенных и донных наносов в среднем составляет 1,340 млн. м³.

Плотинный гидроузел расположен в долине р. Ангрен у возвышенности Тюябугуз. В створе плотины долина имеет ширину 250 м. Вверх и вниз по течению реки долина расширяется до 1 км.

Правый берег реки высокий и обрывистый возвышается над гребнем плотины на 5—10 м.

Плотина расположена в пределах поймы, четвертой и пятой террас р. Ангрен. Пятая терраса на обоих берегах сложена лёссами мощностью до 75 м, которые покрывают галечник. Четвертая терраса вложена в пятую и состоит из макропористых лёссовых грунтов. В пределах поймы на галечниках четвертой террасы располагаются чередующиеся слои песков, супесей и суглинков. Галечники четвертой террасы находятся в плотном состоянии, галечники поймы — рыхлые.

В состав водохранилищного гидроузла входят следующие сооружения: а) насыпная плотина из галечниковых грунтов с суглинистым центральным ядром; б) левобережный и правобережный трубчатый водовыпуски; в) водосброс.

Водосброс на расход 950 м³/сек длиной 440 м построен в виде быстротока с падением 34 м. Входная часть быстротока выполнена в виде пологой водосливной стенки практического профиля высотой 16 м. На гребне водослива установлено 3 сегментных затвора. Водоотводящий тракт в пределах тела плотины представляет собой трубу, по выходу на низовой откос он переходит в быстроток, который разделен по ширине шестью раздельными стенками. Уклон быстротока изменяется от 0,01 до 0,143. В конце быстротока имеется участок с повышенной шероховатостью в виде шашек в шахматном порядке. Рисберма быстротока укреплена наброской из рваного камня $d_{ср} = 25$ см.

Плотина разделена на 4 участка: 1) левобережный с пк 0 до пк 13 + 50; 2) пойменный с пк 13 + 50 до пк 20 + 00; 3) рус-

ловой с пк 20 + 00 до пк 24 + 00; 4) правобережный с пк 24 + 00 до пк 26 + 10. Концевыми участками плотины служат дамбы обвалования общей длиной 1,06 км.

Наибольшая высота плотины 43 м, длина по гребню — 2,81 км. Дамбы обвалования имеют наибольшую высоту — 16,5 м. Гребень плотины превышает отметку максимального горизонта верхнего бьефа на 2,5 м. Верховой откос укреплен железобетонными плитами толщиной 20 см.

Левобережный участок. Основание — мощный пласт лёссовидных суглинков. С поверхности залегает макропористый лёсс с объемным весом 1,23—1,35 т/м³. Попытки добиться уплотнения

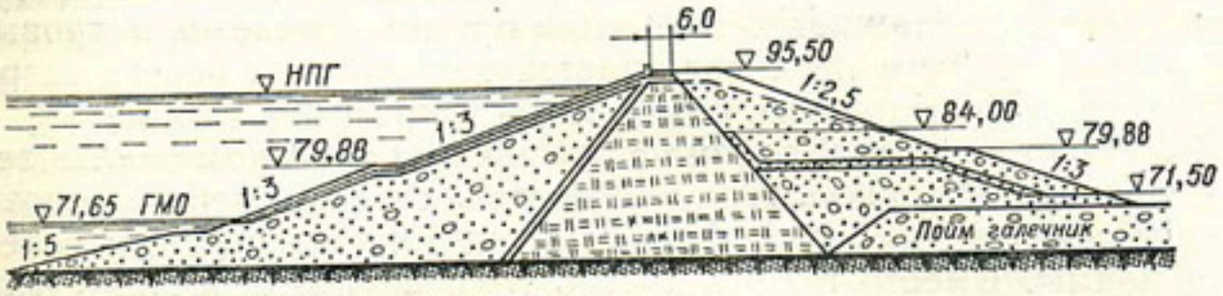


Рис. 15. Поперечный профиль плотины Тюябугузского водохранилища.

путем длительной замочки оказались безрезультатными. Поэтому было решено до глубины 3,0 м грунт в основании плотины убрать (ниже объемный вес порядка 1,4—1,5 т/м³). Заложение откосов 1 : 3.

Тело плотины возведено из суглинков с уплотнением катками. Дренаж низового откоса осуществляется при помощи призмы из галечникового грунта. Призма окаймлена фильтром и является частью тела плотины. Отвод профильтровавшейся воды производится с помощью проложенной вдоль плотины водоотводящей канавы со сбросным сооружением на конце.

Выше призмы низовой откос прикрывается слоем галечникового грунта $t = 0{,}2$ м.

Пойменный участок (рис. 15). Начиная с пк 13 + 50 тип плотины меняется. Уплотненный суглинок остается только в виде ядра с шириной по верху 6 м и откосами $m = 0{,}8$. С обеих сторон ядро пригружается галечниковыми призмами. Грунт призм уплотняется до объемного веса 2 т/м³. В месте контакта галечникового грунта призм с суглинком ядра укладывается переходный слой грунта $t = 1{,}0$ м $\left(d_{ср} = 2 \text{ мм}; \frac{d_{60}}{d_{10}} = 10 \div 20\right)$ и уплотняется совместно с суглинком ядра. Призмы обеспечивают устойчивость плотины и решают вопрос дренажа. На всем протяжении пойменного участка плотина упирается низовым откосом в бугор Тюябугуз и мыс левого берега. Сопряжение с левым берегом производится откосом с заложением 1 : 5. Излишняя, на первый взгляд, врезка в берег оправдывается необходимостью пересечь

линзу песка, которая прорезает мыс и обнажается в верхнем и нижнем бьефе.

В основании всего участка, с поверхности, залегают, перемежаясь, молодые пойменные пески, илистые суглинки и галечники. Перечисленные слабые грунты были удалены и ядро плотины возведено на однородных суглинках четвертой террасы.

С обеих сторон откосы имеют по 2 бермы — одна на отметки 79,88, другая — 69,0. До отметки 69,0 коэффициент заложения низового и верхового откоса равен $m=3$.

Отметка низа крепления и пологий верховой откос назначены по соображениям возможной сработки водохранилища ниже отметки мертвого объема — 71,65. В районе пикетов 12—15 обрывистый берег уполаживается до $m = 6$ и прикрывается метровым слоем гравия. Этим предотвращается переработка берега ветровой волной и возможность разрушения плотины.

Русловой участок. Разница с пойменным участком заключается в том, что для сокращения фильтрационных потерь в основании полностью удаляется 5—7 метровый пласт рыхлого галечника поймы. Вместо галечникового грунта укладывается суглинок с уплотнением катками.

Правобережный участок. В пределах этого участка плотины располагаются водовыпуски и водосброс. Суглинистое ядро над сооружениями уширяется с целью предотвращения сосредоточенной фильтрации вдоль бетонных поверхностей. Здесь же плотина сопрягается с берегом. Обрывистый берег выше плотины уполаживается до откоса $m=6$ и закрепляется отсыпкой галечника.

Для наблюдения за осадками плотины установлен ряд глубинных реперов и поверхностных марок. Положение кривой депрессии в теле плотины фиксируется с помощью пьезометров.

з) Плотина Пачкамарского гидроузла

Пачкамарский водохранилищный гидроузел расположен на р. Гузардарье в горной местности.

Гузардарья имеет снего-дождевое питание со среднегодовым стоком около 0,2 млрд. м³. Сток реки характеризуется неравномерным сезонным распределением с резкими колебаниями расходов воды. Значительная часть стока проносится с паводками в марте — мае. Максимальный расчетный расход 0,01% обеспеченности составляет 2200 м³/сек. Максимальный зарегистрированный паводковый расход — 664 м³/сек.

В период разгара вегетационных поливов расход реки падает до 1,5 м³/сек. Для перераспределения стока в режиме ирригации на р. Гузардарье было построено Пачкамарское водохранилище полным объемом 260 млн.м³, из которых полезный объем составляет 250 млн. м³.

Основанием сооружений водохранилищного гидроузла служит разнородная переслаивающаяся толща осадочных скальных и полускальных пород. Основной породой являются кристаллические известняки, чередующиеся с прослоями аргелитов, глин, мергелей и песчаников. Горные породы основания сильно трещиноваты. На участке строительства имели место все виды трещиноватости, в том числе сильно развито выветривание. Основанием значительной части суглинистого ядра плотины явилась пачка глинистых аргелитов, характеризующаяся очень малой водопроницаемостью.

В состав сооружений водохранилищного комплекса входят: а) каменно-земляная плотина высотой до 70 м; б) трубчатый водовыпуск в теле плотины; в) катастрофический водосброс; г) вододелитель на р. Гузардарье в нижнем бьефе водохранилища.

Каменно-земляная плотина выполнена с массивным центральным суглинистым ядром, имеющим заложение откосов 1 : 0,5. Поперечное сечение плотины изображено на рис. 16.

Со стороны верхнего и нижнего бьефов ядро пригружено соответственно верховой и низовой боковыми призмами из гравелисто-галечникового грунта. Боковые призмы имеют внешние откосы заложением 1 : 2 с промежуточными бермами. Верховой откос облицован монолитным железобетоном толщиной 25 см.

В тело низового откоса включена упорная призма (она же дренажная) из рваного известнякового камня с приведенным средним диаметром 30—80 см.

Центральное суглинистое ядро сопряжено с боковыми гравелисто-галечниковыми призмами при помощи переходных зон. В скальном основании ядра выполнена площадная цементация на глубину 2,5—3 м под пригрузкой бетонной плиты толщиной 0,5 м. Карьеры местных строительных материалов были расположены на расстоянии 2—6 км от створа плотины. Доставка грунтов из карьеров к месту отсыпки в тело плотины осуществлялось в основном автотранспортом. Разравнивание производилось бульдозером, а уплотнение грунтов, отсыпаемых в тело плотины,— автоскрепером Д-357 Г.

Суглинок, укладываемый в ядро плотины, уплотнялся слоями по 30 см до плотности 1,8 т/м^3 при оптимальной влажности. Гравелисто-галечниковый грунт, укладываемый в боковые призмы, уплотнялся слоями по 60—70 см до плотности 2,25 т/м^3. Сортированный гравелисто-песчаный грунт переходных зон отсыпался слоями по 40 см и укатывался до плотности 2,1 т/м^3.

Необходимость проведения цементационных работ (особенно в бортах) сдерживали общий темп отсыпки тела плотины. Для ликвидации этого недостатка на строительстве (инж. Б. И. Шипулин) было предложено производить цементацию бортов в местах сопряжения с суглинистым ядром со специальных горизонтальных площадок с помощью глубоких наклонных скважин.

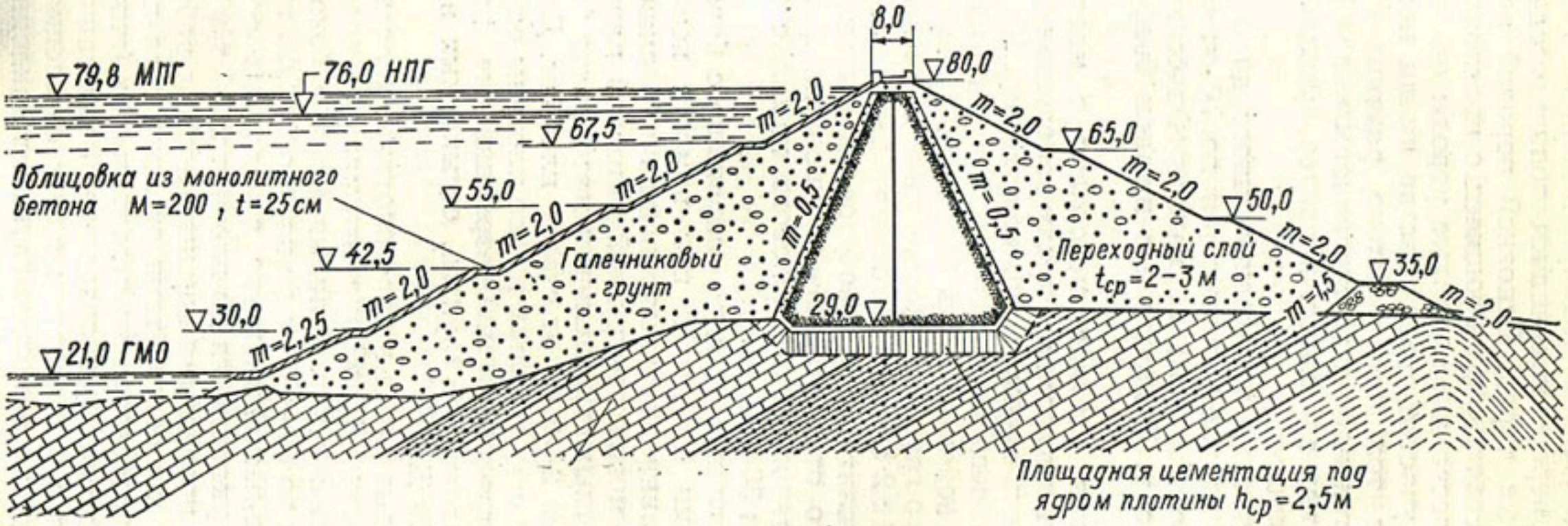


Рис. 16. Поперечное сечение Пачкамарской плотины.

Внедрение этого предложения повысило темпы работ и упростило их производство.

Для осуществления регулируемых попусков из водохранилища в составе сооружений водохранилищного гидроузла имеется водовыпуск, расположенный в левобережной части плотины. Водовыпуск представляет собой напорную систему из металлических труб $d = 1600$ мм в две нитки. Металлические трубы проложены через тело плотины в двухочковой железобетонной галерее с сечением каждого очка в свету $3{,}5 \times 4{,}3$ м. Длина галереи 280 м. Максимальная пропускная способность каждой нитки трубопровода, при отметке НПГ в верхнем бьефе, составляет 30 м³/сек. Трубопровод оборудован аварийными задвижками в головной части и рабочими конусными затворами в концевой.

Для сброса избытков паводкового стока на левом борту плотины построен катастрофический водосброс, трасса которого проходит по естественной лощине. Лощина носит прямолинейный характер и простирается от отметок гребня плотины до русла реки. Максимальная пропускная способность катастрофического водосброса 480 м³/сек. Катастрофический водосброс выполнен в виде шестиочковой железобетонной трубы в теле плотины с оголовком, снабженном щитами. В пределах лощины труба переходит в открытый быстроток, который заканчивается консольным сбросом. Большую сложность для производства работ представлял вопрос разработки котлована под зуб водобойной части катастрофического сброса. Проектом предусматривалось устройство в скальной породе траншеи шириной в среднем 2,5 м, глубиной 11 м и длиной 30 м. Производство работ осложнялось наличием грунтовой воды на глубине трех метров от поверхности.

По предложению строителей, конструкция низового зуба была изменена. Вместо него в скале были пробурены скважины диаметром 400 мм. В скважины устанавливались арматурные каркасы, после чего нагнеталась бетонная смесь на мелких инертных заполнителях. Это изменение конструкции существенно упростило ее выполнение.

Распределение воды в магистральные каналы производится на гидроузле, расположенном на р. Гузардарье в 7 км ниже водохранилища.

Пачкамарский водохранилищный комплекс построен и сдан в эксплуатацию в 1969 г.

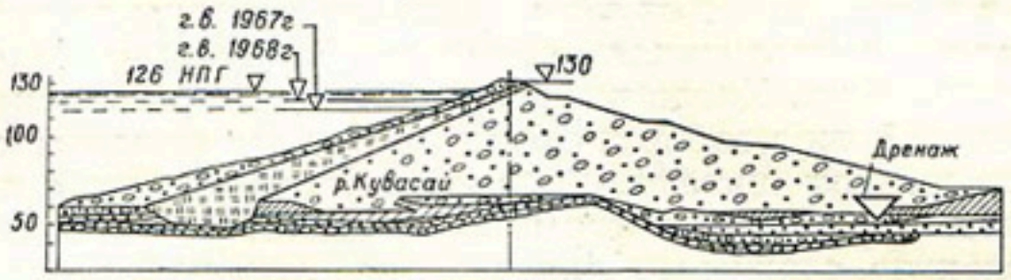
и) Плотина Каркиданского водохранилища

Каркиданское водохранилище построено для нужд ирригации на р. Кувасае в южной части Ферганской долины. Наполнение водохранилища производится за счет паводкового стока р. Кувасай и излишков воды, сбрасываемых из Южно-Ферганского канала. Емкость водохранилища — 218 млн. м³. В состав гидроузла

входят гравелисто-галечниковая плотина с суглинистым экраном и трубчатый водовыпуск. Трубчатый водовыпуск на расход до 50 м³/сек расположен в правом борту плотины.

Плотина располагается на аллювиально-пролювиальной толще речной поймы, подстилаемой конгломератами, содержащими прослои и линзы галечников и песчаников. Конгломераты, расположенные в основании и бортах плотины, сцементированы глинистым и частично карбонатным цементом. Мощность аллювиально-пролювиальной толщи в основании меняется от 12 до 17 м. Она сложена из слоев и линз легких суглинков, супеси, гравия и галечников. По грансоставу 40% толщи составляют мелкоземистые грунты, гравелисто-галечниковые отложения — 60%.

Грунты основания и бортов плотины характеризуются следующими коэффициентами фильтрации: русловые галечники



Р и с. 17. Поперечный разрез по плотине Каркиданского водохранилища.

5—20 м/сут; переслаивающиеся суглинки — супеси и тонкозернистые пески — 0,7 м/сут: конгломераты и галечниковая толща — 0,5—20 м/сут. Конструкция плотины представлена на рис. 17. Максимальная высота русловой части плотины составляет 69 м, длина плотины по гребню 420 м. Плотина имеет распластанный профиль: заложение верхового откоса от 1 : 2,5 до 1 : 4,5, низового — от 1 : 2 до 1 : 4. В местах изменения крутизны откосов устроены бермы.

Для предохранения от волнобоя в зоне колебания горизонтов воды верховой откос покрыт бетонной облицовкой толщиной 20 см. В примыкании плотины к бортам, для снижения возникшей в начальный период эксплуатации контактной фильтрации, к бетонной облицовке примыкают бетонные «фартуки», уложенные по рельефу. Для отвода фильтрационного потока служит внутренний дренаж плотины, закрытый трубчатый дренаж в правом логе, вдоль правого борта отводящего канала, вдоль левого берега долины, а также закрытый трубчатый и открытый дренажный коллекторы.

Суглинистый экран плотины толщиной 25 м и подошвы 5 м у гребня прорезает наносные образования и врезается зубом в конгломератовую толщу основания и берегов. Материал экрана составляют суглинки и супеси с числом пластичности от 5 до 11 и коэффициентом фильтрации от 0,13 до 0,7 м/сут. Экран возво-

дится одновременно с плотиной путем послойной укатки до объемного веса 1,7 т/м³.

В низовом клине плотины устроена закрытая дренажная призма с двухслойным обратным фильтром (толщина каждого слоя 1 м) и перфорированной железобетонной трубой в центре. Диаметр трубы 1,1 м. Закрытый дренаж (длина 144 м) врезался в толщу отложений основания. Первый (наружный) слой фильтра был устроен из песка крупностью 0,1—5 мм. В отдельных местах вместо него укладывался барханный песок. В качестве второго внутреннего слоя фильтра был использован гравелисто-галечниковый материал крупностью 5—80 мм.

Строительство велось в две очереди. Первая очередь была завершена в 1963 г. С этого времени началось наполнение водохранилища с одновременным ведением работ II очереди, которые были завершены в октябре 1967 г.

В качестве материала для тела плотины и пригрузки экрана 1 очереди строительства применялся песчано-галечниковый грунт с 25% содержанием илистых и глинистых частиц.

Для укладки тела плотины II очереди применялся разрыхленный взрывом конгломерат с небольшим содержанием глинистых частиц ($2 \div 8\%$). В процессе разработки, перевозки и укладки грунта происходило его расслоение. При укладке в тело плотины грунт разгружался автосамосвалами с естественной раскладкой у подножья отсыпанных конусов крупных галечниковых фракций. Разравнивание и уплотнение насыпного грунта велось без перемешивания скопления крупных фракций с более мелким грунтом. В результате этого в теле плотины образовались «гнезда» без мелкого заполнителя. Неоднородность грансостава отдельных зон тела плотины обусловила различные коэффициенты фильтрации материала, которые составили от 5 до 150 м/сут и более.

С вводом плотины в эксплуатацию и созданием значительного напора в феврале 1965 г. через дренаж плотины пошла мутная вода, что свидетельствовало о развитии механической суффозии.

В июле 1965 г. на низовом откосе выше дренажной призмы началось образование провальных воронок, количество которых к концу сработки водохранилища в 1966 г. составило 23 шт. с общим объемом 200 м³.

Периоды образования воронок сопровождались резким помутнением фильтрационной воды. При расходе через дренаж плотины 240 л/сек мутность в отдельные дни достигала 6 гр/л. Суммарное количество вынесенного грунта по замерам мутности составило 850 м³.

Следует отметить, что при строительстве дренажной призмы в котловане наблюдались местные грифоны, которые в процессе устройства фильтра забивали галечником и песком.

На втором году эксплуатации дренаж вышел из строя и нормальная эксплуатация плотины была поставлена под сомнение.

Для оценки действительного состояния плотины был проведен комплекс исследований. В состав комплекса входили геофизические, натурные и лабораторные исследования сооружения. Исследования подтвердили сильное развитие суффозии всех элементов плотины. Во взвеси фильтрационного потока были обнаружены суглинки противофильтрационного экрана, супесь основания и мелкозем галечников, использованных в качестве тела первой очереди плотины.

Из показаний пьезометров было установлено, что наибольшие градиенты в теле плотины 0,7—0,8 отмечены в районе первоначального дренажа плотины; 1,5—2,0 — в местах обтекания экрана с боков (контактная фильтрация); 0,5—0,8 — за экраном. Средние градиенты в теле плотины составляют 0,2—0,3, в основании под дренажем — от 0,3 до 1,1.

Наличие в галечниковых грунтах тела плотины гнезд без мелкого заполнителя, образовавшихся в процессе возведения насыпи и наблюдаемая механическая суффозия, дали основание предположить, что в теле плотины существуют сосредоточенные трубообразные протоки. В зоне этих протоков на контакте с мелкоземистыми грунтами основания несомненно происходил размыв последних, а при значительных скоростях течения и вымыв мелкого песка из смежных песчано-галечниковых грунтов.

Интенсивная механическая суффозия привела, по-видимому, к образованию в теле плотины, кроме явных провалов на низовом откосе, обширных зон без мелкого заполнителя. Этим можно объяснить разницу в объемах вынесенного грунта и воронок провала.

Исследования фильтрационной устойчивости грунтов плотины, основания и дренажа свидетельствуют о суффозионности первого слоя фильтра, разрушение которого повлекло вынос грунта из тела плотины и ее деформацию. Суффозионными оказались и галечниковые грунты с большим содержанием мелкозернистых фракций, из которых была выполнена первая очередь плотины. Суффозия начиналась уже при градиенте 0,4, а при $J = 0{,}6$ деформировался скелет.

Таким образом, главной причиной деформации плотины явился неправильно подобранный состав обратного фильтра при явно суффозионных грунтах и наличие сосредоточенных токов фильтрации по зонам из крупных фракций грунта без заполнителя.

Для улучшения состояния плотины осенью 1966 г., по рекомендации САНИИРИ, был выполнен новый дренаж. Он расположен выше старого, вне наносной толщи. Новый дренаж представляет собой открытую траншею с первым слоем фильтра толщиной 1 м из крупного песка, отсеянного из разрыхленного взрывом конгломерата крупностью 0,15—20 мм, и вторым слоем такой же мощности из галечника крупнее 20 мм, полученного из отходов грохочения для первого слоя. Между слоями проложена стеклоткань марки ССТЭ-6.

После устройства открытой дренажной траншеи работа сооружения значительно улучшилась. Однако под действием сосредоточенных токов фильтрационной воды со стороны низового клина на стометровом участке по откосу траншеи произошло оползание пригрузки второго слоя фильтра, местный разрыв стеклоткани и поверхностное нарушение первого слоя фильтра.

В плотине постоянно происходят внутрисуффозионные процессы, связанные с постоянным перемещением мелких глинистых частиц как в порах, так и по «трубам» в галечниках.

В моменты кольматации отдельных участков тела плотины и аллювиальных грунтов основания создаются временные преграды потоку, которые впоследствии могут постепенно разрушаться.

В дальнейшем предстоит принять меры по стабилизации состояния плотины и обеспечению ее нормальной многолетней эксплуатации.

к) Плотина Учкурганской ГЭС

Гидроузел Учкурганской ГЭС построен в 1962 г. на р. Нарыне при выходе ее из гор в долину. Расчетный паводковый расход 0,01% обеспеченности составляет 3870 м³/сек. Среднегодовые расходы воды колеблются от 770 м³/сек до 270 м³/сек и в среднем составляют 429 м³/сек.

В геологическом строении района створа гидроузла принимают участие конгломераты с включением галечниковых призм. Конгломерато-галечниковая толща обладает достаточной прочностью и малой водопроницаемостью.

В состав сооружений гидроузла входят: здание ГЭС, совмещенное с донными водосбросами; бетонная водосливная плотина с одним отверстием шириной в свету 12 м; левобережная земляная плотина, длиной 2,8 км, максимальной высотой 34 м; левобережный и правобережный ирригационные водовыпуски.

Воды р. Нарына несут большое количество донных и взвешенных наносов, среднегодовой сток которых составляет 12,8 млн. т, донных наносов — 1,1 млн. т.

При выборе типа ГЭС и компоновки гидроузла предполагалось обеспечить, после занесения верхнего бьефа, пропуск донных наносов через сооружение. Поэтому здание ГЭС, состоящее из трех блоков, совмещено с донными напорными водосбросами-промывниками, расположенными в подводном массиве выше отсасывающих труб.

В двух блоках станции установлено по два агрегата в каждом, а третий занят монтажной площадкой. Около каждого агрегата, между отсасывающей трубой и спиральной камерой, размещены водосбросы-промывники прямоугольного сечения. Для предотвращения истирания бетона наносами трубы водосбросов облицовываются чугунными плитами толщиной 6 см.

После окончания строительства Токтогульского гидроузла в связи с осаждением наносов в водохранилище — вопросы износоустойчивости облицовок донных водосбросов Учкурганской ГЭС потеряют остроту.

Для строительства земляной плотины были использованы только гравелисто-галечниковые грунты аллювиальных отложений р. Нарын с содержанием песка в среднем 17% и фракций крупнее 150 мм до 15%. Для недопущения сегрегации отсыпаемого материала, что имело место при возведении Ортотокойской и Каркиданской плотин, в процессе проектирования и строительства были предложены и отработаны методы отсыпки и уплотнения гравелисто-галечникового грунта для тела плотины, обеспечившие получение допустимых коэффициентов фильтрации.

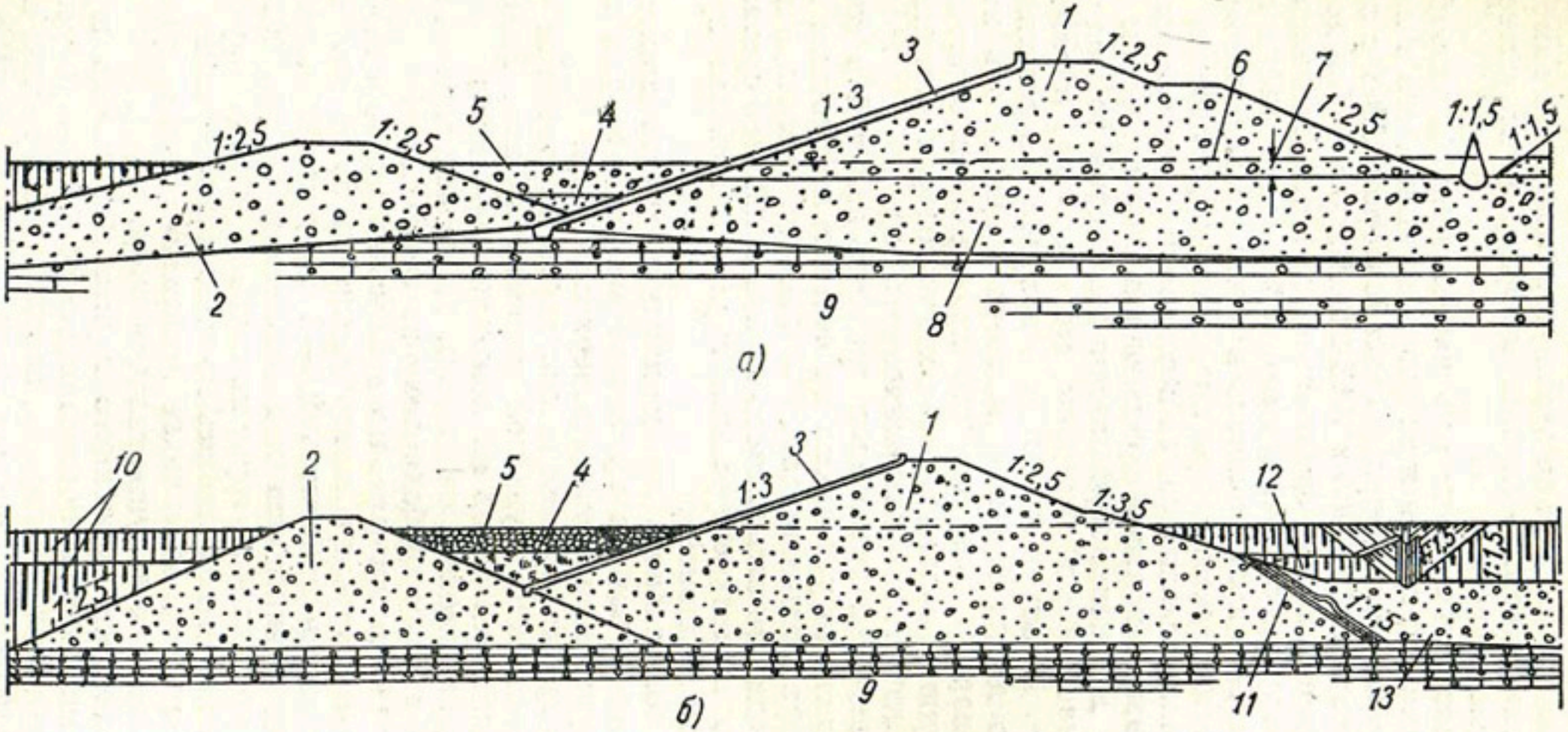
Земляная плотина (рис. 18) протяжением около 3 км располагается на береговом участке, длиной 2,6 км, в обводном канале и сопрягающих участках общей длиной 0,3 км. Высота плотины в береговой части составляет 5—12 м, в обводном канале 35 м. Общий объем тела плотины около 1400 тыс. м^3.

Профиль плотины принят из условия устойчивости откосов при сейсмике в 9 баллов и имеет заложение откосов: верхового — 1 : 3 и низового — 1 : 2,5. На длине 1,6 км верховой откос плотины укреплен противофильтрационным однослойным гибким железобетонным экраном с асфальтовой мастикой, укладываемым по бетонной подготовке из бетона М-75.

На остальной длине принят экран с понуром из супеси, крепление которого произведено валунным грунтом и крупными отдельностями конгломерата.

Основанием плотины в обводном канале служат конгломерато-галечниковые породы, на остальной части — гравелисто-галечниковые грунты, подстилаемые конгломерато-галечниковой толщей. Отсыпка тела плотины производилась из полезной выемки обводного канала, котлована гидроузла и из специального карьера. Средний диаметр составил $d = 60$ мм при коэффициенте разнородности $\eta = 103$.

Объемный вес грунта в естественном залегании составляет до 2,2 т/м^3, коэффициент фильтрации равен 10 м/сут. В связи с большим содержанием фракций более 150 мм было принято решение об их удалении и послойным уплотнением отсыпаемого грунта катками. В естественном залегании грунты имели равномерное распределение валунов и гальки с непосредственным контактом между зернами и почти полным заполнением пор песком. Фильтрационная анизотропия была незначительной. Было высказано предположение, что это является результатом укладки грунта водой — гидрораскладки. В связи с этим было решено опробовать способ искусственной гидрораскладки гравелисто-галечникового грунта с валунами. Для определения необходимости удаления фракций более 150 мм, оптимальной толщины отсыпаемых слоев



Р и с. 18. Поперечные профили плотины Учкурганской ГЭС.

1 — качественная насыпь из галечника; *2* — тело перемычки; *3* — однослойный железобетонный экран; *4* — уплотненная супесь; *5* — засыпка галечником; *6* — поверхность земли; *7* — срезка из супеси до галечника; *8* — галечник; *9* — конгломератогалечниковая толща; *10* — откос обводного канала; *11* — наслонный дренаж; *12* — откос расчистки; *13* — обратная засыпка обводного канала галечником.

и метода уплотнения гравелисто-галечниковых грунтов были проведены специальные исследования. С этой целью были отсыпаны четыре опытные насыпи и одна замкнутая кольцевая дамба. Основанием опытных насыпей служил водоупор из искусственного уплотненного слоя супеси.

При исследовании проводились наблюдения за разработкой карьера, за отсыпкой грунта и за разравниванием его в насыпь. Разработка грунта производилась экскаватором СЭ-3 с погрузкой в автосамосвалы МАЗ-205 и ЯАЗ-210. Высота забоя достигала 8—10 м. При разработке грунт осыпался и расслаивался. Расстояние возки грунта составляло около 2,5 км. Отсыпка грунта из машин в насыпь производилась в шахматном порядке. При выгрузке из кузова самосвалов происходило расслоение фракций: более крупные скапливались в основании отсыпанных конусов. Разравнивание конусов производилось бульдозером Д-157 вдоль насыпи. Движение бульдозера было принято под углом 20—30° к оси насыпи в обе стороны, что исключало образование сквозных ходов из крупной гальки и валунов без заполнителя. Первоначально длина ходки бульдозера принималась на всю длину насыпи параллельно оси, что приводило к образованию скоплений валунов и гальки в конце ходок поперек плотины, т. е. в направлении движения фильтрационного потока.

В дальнейшем при возведении опытных насыпей в соответствии с техническими условиями на возведение плотины длина ходки бульдозера ограничивалась 5—10 м. Для частичной ликвидации неоднородности отсыпанного грунта бульдозер срезал верхушки конусов и мелкие фракции грунта заполняли пустоты между валунами и галькой.

Для более тщательного перемешивания грунта применялся рыхлитель, который как бы просеивал мелкие фракции вниз и выбрасывал крупные фракции на поверхность слоя.

Уплотнение грунта производилось двумя различными способами: гидрораскладкой и укаткой автосамосвалами. Гидрораскладка производилась водой из пожарных брандспойтов с помощью пожарных шлангов диаметром 2,5 дюйма, подсоединенных к магистральному трубопроводу из стальных труб диаметром 150 мм. Вода в магистраль подавалась насосами 4-НДВ или 5-НДВ. Длина пожарных шлангов достигала 50 м; давление в начале шланга поддерживалось 2,5—3 атм, что обеспечивало выход воды из брандспойта под давлением 2 атм. Насадка брандспойта погружалась в грунт на глубину до 10 см вручную и в таком положении перемещалась по уплотняемому слою. Было отмечено, что при гидрораскладке происходит равномерное перемешивание фракций валунно-галечникового грунта.

Контроль качества уложенного грунта с помощью шурфов показал, что стены шурфов представляли собой прочную решетку из скелетного материала с порами, заполненными песком и мелким гравием. Уплотнение грунта происходило под действием дав-

ления струи и последующей укатки самосвалами при завозе грунта для следующего слоя. После проезда груженных автосамосвалов (не позже, чем через 4—5 часов после гидрораскладки) толщина слоя грунта уменьшалась на 4—5 см, что составляло приблизительно 10%.

Было установлено, что при гидрораскладке с дополнительным уплотнением груженными автомашинами при подаче грунта в грузовом направлении достигается достаточная плотность тела плотины, которая близка к плотности грунта в естественном залегании. В дальнейшем, как при отсыпке опытных насыпей, так и при возведении тела плотины, производилось удаление или разбрасывание только отдельных линз скоплений крупных фракций. Как показали многочисленные опыты по определению объемного веса и коэффициента фильтрации грунта, уложенного в опытные насыпи и тело плотины, этого оказалось достаточно для достижения необходимых величин объемного веса и коэффициента фильтрации.

Укатка опытных насыпей производилась автосамосвалами МАЗ-205 и МАЗ-525. Насыпи отсыпались различными слоями и делились на полосы различным количеством проходов по одному месту 4, 7 и 10 раз. Перед укаткой грунт увлажнялся водой из брандспойта; на 1 м³ грунта подавалось от 150 до 250 л. В процессе испытания было установлено, что оптимальным количеством воды было 180—190 л/м³.

Обследование шурфов показало, что при укатке автосамосвалами МАЗ-205 уплотняется различная толщина слоя соответственно числу проходок по одному месту: четыре проходки — 7—10 см; семь проходок — 10—15 см и десять проходок — 15—20 см. Ниже этих прослоек грунт практически не уплотнялся. Укатка автосамосвалами МАЗ-525 дала положительные результаты при толщине слоя 0,4 м и восьми проходах по одному месту. Такой метод и был рекомендован для возведения тела плотины на участке с железобетонным экраном.

В результате обработки методов отсыпки и уплотнения гравелисто-галечниковых грунтов в тело плотины Учкурганской ГЭС выявились преимущества способа гидрораскладки с дополнительным уплотнением груженными автосамосвалами грузоподъемностью не менее 20 т, движущимися в грузовом направлении.

Этот метод отвечает условиям удовлетворительного качества отсыпанного грунта, а также является экономически целесообразным.

Эксплуатация гидроузла показала, что устройство водонепроницаемого экрана полностью себя оправдало. На всей длине участка плотины с экраном нет ни одного выхода на поверхность фильтрационных вод. Дренажная канава, устроенная вдоль низового откоса, всегда сухая, а уровни воды в пьезометрах, заложенных в плотине, показывают, что кривая депрессии стоит достаточно низко и не выклинивается на поверхность. Экран

находится в удовлетворительном состоянии, несмотря на относительно быстрые колебания уровня воды при суточном регулировании. Неравномерных осадок экрана не отмечено. На участке с земляным креплением верхового откоса строительная высота плотины значительно меньше, а профиль плотины выполнен более распластанным.

После наполнения водохранилища до НПУ на концевом участке плотины из-за нарушения технологии работ открылись очаги сосредоточенной фильтрации: за месяц фильтрационный расход увеличился от 1,83 л/сек до 13,3 л/сек. После снижения уровня воды на 4,5 м вдоль гребня плотины на участке 100 м бульдозером была прорезана траншея глубиной 1,5÷2,5 м, шириной 3 м, которая пересекала наметившиеся пути фильтрации. Траншея была засыпана супесью и пригружена галечником. Благодаря устройству супесчаной диафрагмы, пути фильтрации были перекрыты и фильтрация прекратилась.

В заключение следует еще раз отметить необходимость поиска таких способов производства работ при возведении тела плотин из гравелисто-галечниковых грунтов, которые бы обеспечивали однородность укладываемого грунта. Этого не было достигнуто на строительствах Ортотокойской и Каркиданской плотин, неизбежным следствием чего явились последующие дорогостоящие противофильтрационные и дренажные мероприятия.

§ 3. КАМЕННО-ЗЕМЛЯНЫЕ ПЛОТИНЫ С ПОЛИЭТИЛЕНОВЫМ ЭКРАНОМ

Физико-механические свойства пластмассовых материалов позволили им занять важное место во многих отраслях народного хозяйства. В последнее время эта тенденция проявилась и в гидротехническом строительстве.

Пленочные и листовые полимерные материалы применяются в конструкциях гидросооружений для создания водоупорных элементов. Опыт строительства гидротехнических сооружений (плотин, перемычек, дамб, водохранилищ, каналов) свидетельствует о возрастающем применении пластмасс в конструкциях водонепроницаемых экранов.

Однако не все основные свойства пластмасс, применительно к гидротехническому строительству, изучены достаточно. В частности, несмотря на наличие антистарителей, следует внимательно отнестись к процессам их «старения», связанным с изменением физико-механических свойств пластмасс, и их поведению в условиях водонасыщенного грунта, принимая во внимание долговечность гидротехнических сооружений.

Осуществление высоких плотин с пластмассовыми экранами требует детального изучения указанных выше свойств этих материалов.

С целью отыскания наиболее рациональной технологии работ и накопления опыта строительства и эксплуатации полимерных противофильтрационных устройств эти конструкции были осуществлены на ряде низконапорных сооружений: плотина на р. Карасу, верховая строительная перемычка Токтогульской ГЭС и одной средненапорной плотины (Атбашинская ГЭС).

а) Плотина на р. Карасу

Первоначально отработку технологии работ по возведению полиэтиленового экрана было решено произвести на Карасуйской плотине. Плотина расположена в Киргизской ССР на р. Карасу — левобережное — притоке р. Нарыне ниже створа Токтогульского гидроузла. Плотина создает напор 5,5 м, длина плотины по гребню 258 м. Поперечное сечение плотины изображено на рис. 19.

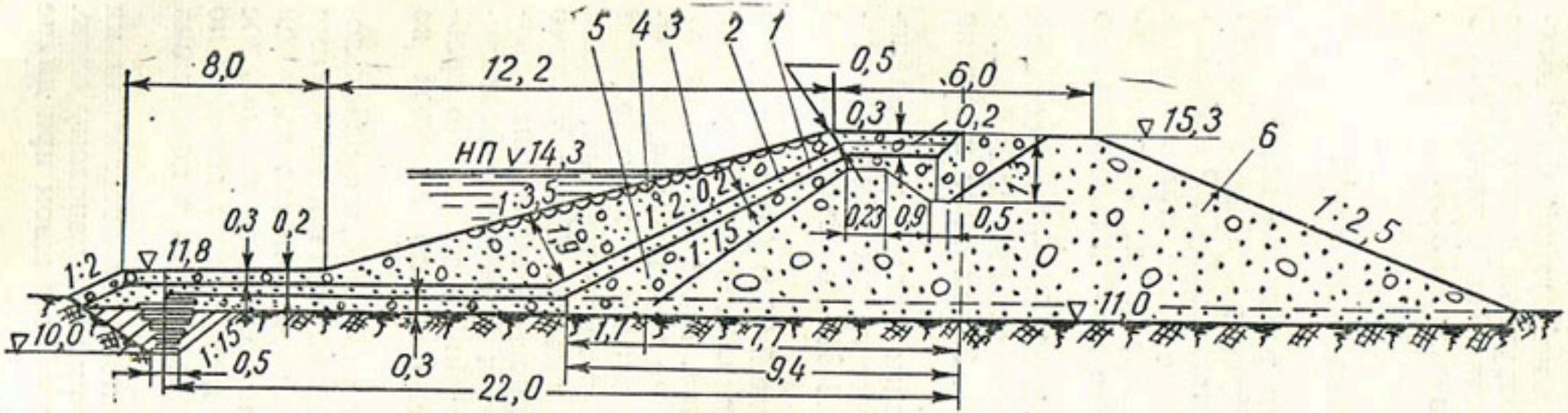
Тело плотины возводилось из карьерной гравийно-песчаной смеси. В основании плотины снимался растительный слой и верхний слой руслового аллювия ($t = 20$ см). Затем была пройдена траншея под бетонный зуб глубиной 1 м.

Грунт в тело плотины отсыпали автосамосвалами и разравнивали бульдозерами слоями по 0,5 м. Грунт увлажнялся и уплотнялся груженными автосамосвалами МАЗ-525 до объемного веса скелета 2—2,2 т/м^3.

Предполагалось участок плотины длиной 60 м (от левобережного примыкания) выполнить с полиэтиленовым экраном, а остальную часть — с экраном из суглинка. В связи с успешным строительством полиэтиленового экрана на опытном участке было решено отказаться от суглинистого экрана и на остальной 200-метровой части плотины устроить полиэтиленовый экран, применив для экрана более толстую пленку. Конструктивно измененный экран аналогичен полиэтиленовому экрану на опытном участке плотины. Экран сопрягается с основанием горизонтальным понуром длиной 12 м и бетонным зубом. По гребню полиэтиленовое полотнище утоплено в тело плотины на глубину 1 м.

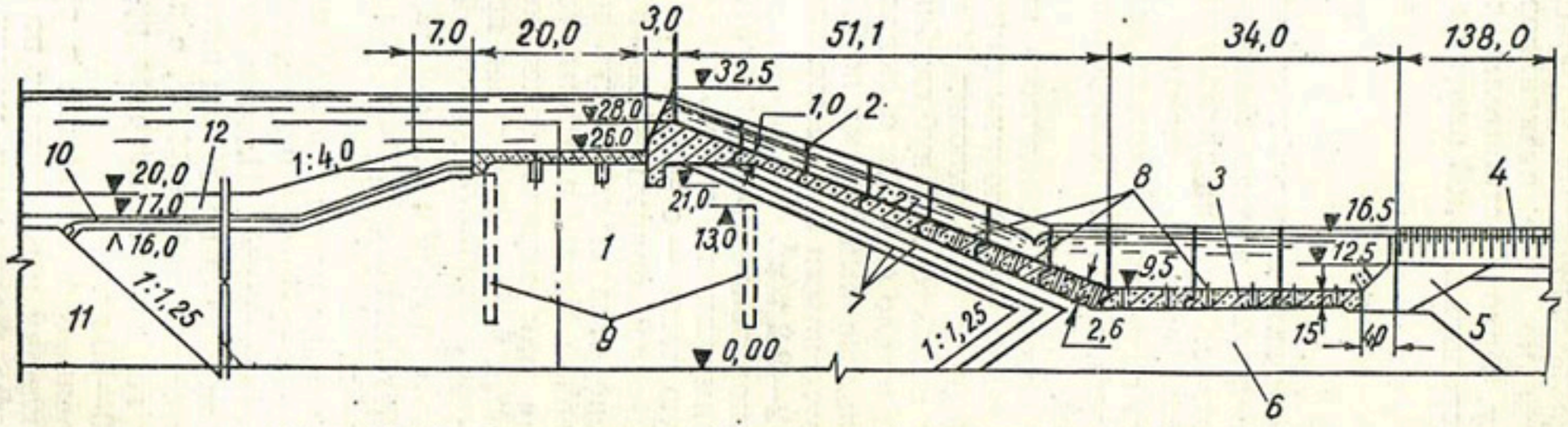
Для экрана на опытном 60-метровом участке была использована пленка толщиной 0,2 мм, стабилизированная органическими противостарителями. Пленка поставлялась в рулонах шириной 3,1 м. Для сварки полотнищ пленки было построено специальное помещение площадью 84 м^2, в котором импульсным полозом по способу контактного нагрева рулоны сваривались в полотнища весом 50—60 кг.

Сваренные и скатанные в рулон полотнища доставляли на место укладки и расстилали по песчаному подэкрановому слою. Полотнища сваривались между собой двойным швом при длине нахлестки 30 ÷ 40 см.



Р и с. 19. Поперечный разрез по плотине на р. Карасу.

1 — экран из полиэтиленовой пленки; *2* — защитный слой; *3* — пригрузка; *4* — одиночная мостовая; *5* — подэкрановый слой; *6* — тело плотины из галечника.



Р и с. 20. Конструкция верховой водосливной перемычки первой очереди.

1 — насыпь из песчано-гравийных грунтов; *2* — быстроток; *3* — водобойный колодец; *4* — рисберма из крупного камня; *5* — верховой зуб рисбермы из тетраэдров и негабаритов; *6* — дренажная призма из гравия крупностью 40—100 мм: *7* — трехслойный фильтр с толщиной слоев по 1 м; *8* — дренажные отверстия; *9* — береговые бетонные шпоры; *10* — полиэтиленовый экран:11 — каменный банкет; *12* — пригрузка экрана.

Верховой (понурный) зуб плотины был выполнен из бетона марки 200 с одновременным втапливанием пленочного полотнища в бетонную смесь, уплотняемую площадным вибратором.

В качестве грунта подэкранового и защитного слоя был применен пылеватый песок. На некоторых участках применен крупнозернистый искусственный песок. Песок на понурной части разравнивался бульдозером, который также сталкивал песок вниз по откосу.

Защитный слой на пленку надвигали бульдозером. На защитный слой заезжали бульдозером и автосамосвалы МАЗ-205, что не приводило к повреждению полиэтиленовой пленки. По защитному слою была отсыпана пригрузочная призма из карьерного грунта.

Экран на остальной части плотины был устроен с использованием черной (стабилизированной сажей) полиэтиленовой пленки толщиной 0,4 и 0,6 мм, изготовленной по ТУ 67—65, составленным специально на материал для противофильтрационного экрана плотины на р. Карасу. Сопряжение экрана со скальным бортом правого берега осуществлено суглинистым зубом.

В августе 1965 г. плотина была поставлена под напор и по настоящее время фильтрация через ее тело практически отсутствует.

б) Верховая перемычка Токтогульского гидроузла

Верховая строительная перемычка Токтогульского гидроузла имеет высоту 45 м и является плотиной-перемычкой. Ширина ее по гребню 13 м и по основанию — 200 м. Противофильтрационная конструкция перемычки состоит из глино-цементной завесы и полиэтиленового экрана.

Принимая во внимание обстановку, сложившуюся на строительстве, было принято решение осуществить возведение перемычки в две очереди и паводок 1966 г. принять на перемычку обжатого профиля высотой 30 м с водосливом на гребне и быстротоком по низовому откосу (рис. 20). В дальнейшем предполагалось нарастить перемычку отсыпкой горной массы с устройством полиэтиленового экрана по верховому откосу.

Конструирование и строительство земляной водосливной перемычки с напором около 20 м и удельным расходом 10 м³/сек встретило определенные трудности в связи с незначительным опытом строительства подобных сооружений и чрезвычайно коротким сроком проектирования и строительства. За 4 месяца необходимо было в узком каньоне выполнить насыпь высотой 30 м с объемом земляных работ 250 тыс. м³, уложить 7 тыс. м² полиэтиленовой пленки в экран и около 20 тыс. м³ железобетона. Все это усугублялось сложностью осуществления надежного примы-

кания земляной насыпи к вертикальным скальным бортам каньона и перерывами в работе из-за камнепадов в период дождей и снеготаяния.

В практике гидротехнического строительства известны отдельные случаи пропуска расходов через гребень земляных главным образом каменно-набросных плотин. Многие из них при переливе воды через гребень были разрушены полностью или частично. Примерами тому служат описанные в данной главе в § 5 (г) плотины Шамси и Аламедин.

Опыт показывает, что аварии подобных плотин происходили в основном вследствие высокого положения кривой депрессии и взвешивания материала на низовом откосе, что в сочетании с воздействием переливающейся струи вызывало разрушение откоса и вслед за этим, как правило, разрушение всей плотины.

Низовой (водосливной) откос перемычки был облицован железобетоном.

Для уменьшения взвешивания и беспрепятственного пропуска фильтрационного потока в бетонной облицовке были устроены дренажные отверстия.

Значительную опасность в этом случае представлял поток под плитами откоса и креплением. В связи с этим в конструкции верховой водосливной перемычки Токтогульского гидроузла значительное внимание было уделено уменьшению фильтрационного расхода, снижению кривой депрессии и надежному отводу профильтровавшейся воды. По верховому откосу и понурной части перемычки был уложен экран из полиэтиленовой пленки толщиной 0,2 мм. Плиты по гребню и низовому откосу до уровня нижнего бьефа выполнены водонепроницаемыми с уплотнением.

Ниже уровня горизонта нижнего бьефа плиты низового откоса и водобойного колодца выполнены с дренажными отверстиями для отвода фильтрационных вод. По всему низовому откосу под бетонным креплением уложен мощный трехслойный фильтр, а под водобойным колодцем отсыпана дренажная призма из сортированного гравия с фракциями 40—100 мм.

В местах примыкания перемычки к скальным бортам с почти вертикальными и даже обратными уклонами, во избежание значительной контактной фильтрации, а также фильтрации по крупным трещинам с выходом фильтрационного потока в тело перемычки и на низовой откос, применялись следующие мероприятия: а) разрушенная порода и скальные отдельности удалялись до здоровой скалы; б) крупные трещины и зоны разломов заделывались бетонными пробками; в) по обоим берегам в теле перемычки были выполнены железобетонные диафрагмы-шпоры шириной 5—7 м и толщиной 1 м; г) на примыкании к бортам фильтры были значительно уширены (общая толщина фильтров на примыкании доходила до 7 м). Все эти мероприятия способствовали уменьшению фильтрационного расхода и обеспечили исключение суффозионных явлений.

Возведение перемычки было начато в январе 1966 г. после перекрытия р. Нарын. По мере отсыпки экрана из песчано-гравийного грунта и суглинка по верховому откосу банкета фильтрационный расход снизился с 17 до 1,5 м³/сек. Это позволило начать отсыпку дренажной призмы в основании водобойного колодца и грунта в тело перемычки. Грунт отсыпался по всему основанию. У левого берега был оставлен проран для пропуска фильтрационного расхода.

После подъема насыпи на 6—7 м проран был заделан, в результате чего выход фильтрационных вод на поверхность насыпи практически прекратился.

Песчано-гравийный грунт отсыпался автосамосвалами грузоподъемностью 10 т и разравнивался бульдозерами. Высота разравниваемого слоя составляла 0,4—0,5 м. Грунт уплотнялся до $\gamma_{об} = 2{,}0 \div 2{,}2$ т/м³ виброкатками и груженными автосамосвалами грузоподъемностью 25 т. Температура наружного воздуха в период производства земляных работ опускалась до —25° С.

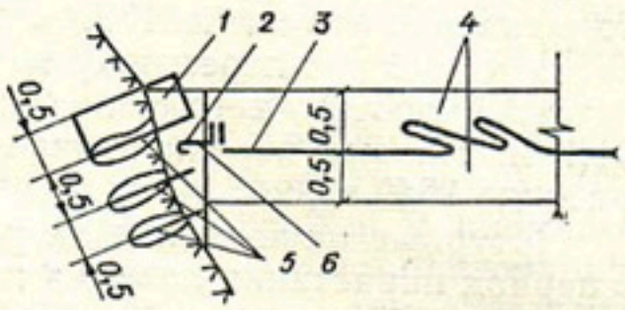


Рис. 21. Примыкание полиэтиленового экрана к скальному борту.

1 — прибетонка (выравнивающий бетонный брус); *2* — анкерный болт; *3* — полиэтиленовая пленка толщиной 0,2 мм; *4* — суглинок; *5* — клино-щелевые анкеры; *6* — прижимной деревянный брус.

Параллельно с отсыпкой грунта бетонировались береговые диафрагмы, сооружение которых несколько опережало подъем насыпи.

Фильтры по низовому откосу отсыпали и разравнивали бульдозерами при движении их сверху вниз.

Работы по сооружению экрана были начаты с бетонирования выравнивающего бетонного бруса в примыкании к скале. Полосы пленки шириной по 3 м предварительно сваривали на специальной машине в полотнища шириной по 8,5 м и длиной по 20÷30 м и в рулонах доставляли на место укладки.

Раскладывали и стыковали пленку вручную. Соединение пленки было выполнено внахлестку с устройством складки. У бортов пленку складывали «гармошкой», что обеспечивало восприятие деформаций, связанных с осадкой тела перемычки. Конструкция примыкания пленки к выравнивающему бетонному брусу показана на рис. 21.

Поверх полиэтиленового экрана был уложен защитный слой из суглинка толщиной 0,5 м, который распределялся по откосу и разравнивался бульдозером. Суглинок пригружен слоем горной массы толщиной 3 м, предохраняющим защитный слой экрана от размыва при пропуске паводка.

Первый же паводок намного превосходил расчетную величину и был благополучно пропущен через перемычку и туннель.

Фактический максимальный паводковый расход составил приблизительно 2900 м³/сек, что соответствовало обеспеченности 0,2%, в то время как строительный туннель был рассчитан на пропуск расхода 5% обеспеченности, равного 2200 м³/сек. Строительству туннеля предшествовал комплекс гидравлических исследований.

При этом кривая пропускной способности туннеля при коэффициенте шероховатости 0,017, полученная по результатам исследований, достаточно точно повторяет кривую, построенную расчетным путем. В результате исследований было установлено, что пропуск расчетного расхода, равного 2200 м³/сек, через строительный туннель обеспечивается при напоре H = 28 м, что соответствует высоте верховой перемычки 45 м. Поэтому было принято решение пропустить 1730 м³/сек через строительный туннель и 470 м³/сек через перемычку первой очереди. В этом случае расчетный уровень верхнего бьефа устанавливался на отметке 31,1 м. Начало перелива через перемычку предполагалось при расходе 1540 м³/сек.

Натурные наблюдения за работой водосбросных сооружений в период нарастания паводка показали значительные отклонения фактической пропускной способности туннеля от данных модельных исследований и расчетов. К моменту прохождения расхода порядка 1500 м³/сек, которому должен был соответствовать уровень верхнего бьефа 28,0 м, фактически был зарегистрирован уровень 25,0 м и перелив через перемычку начался только при расходе 1870 м³/сек.

При достижении расхода 2200 м³/сек, соответствующего паводку 5% обеспеченности, уровень верхнего бьефа при совместной работе туннеля и перемычки был на 2 м ниже расчетного, а при прохождении пика паводка 2900 м³/сек он установился на отметке 31,5 м, или на 3 м ниже расчетного. В этот период через туннель проходило 2300 м³/сек и переливалось через перемычку 600 м³/сек. После сопоставления данных модельных и натурных исследований было установлено, что расчетный расход 2200 м³/сек прошел через строительный туннель при напоре на 11 м ниже расчетного. Анализ пропускной способности туннеля показал, что фактический коэффициент шероховатости, полученный обратным пересчетом по общеизвестным зависимостям при напорной работе туннеля, имеет очень низкую величину 0,006—0,007.

Это обстоятельство, обусловленное, видимо, отношением выступов облицовки к диаметру водовода (масштабный эффект), должно учитываться при расчете и моделировании туннелей и труб большого сечения.

В последующем, верховая перемычка была достроена до проектной высоты.

в) Плотина Атбашинского гидроузла

Атбашинский гидроузел расположен в горной части Киргизской ССР на р. Атбаши. В состав гидроузла входят: плотина из каменной наброски, водоприемник ГЭС, подводящие туннели, здание станции, катастрофический водосброс, строительный туннель, максимальный паводковый расход реки в рассматриваемом створе с обеспеченностью 5% составляет 380 м³/сек. Расчетный расход для ГЭС составляет 55 м³/сек.

Участок размещения плотины располагается в концевой части ущелья, образованного р. Атбаши. Ширина ущелья по урезу воды составляет 4—7 м, борта возвышаются до 30 м над руслом почти вертикально, а выше несколько выполаживаются и крутизна их составляет 55—70°. Породы, слагающие ущелье, представлены трещиноватыми известняками нижнего карбона, условно расчленяемыми на семь пачек. Со стороны верхнего бьефа участок плотины граничит с кавернозными, закарстованными известняками пачек 5 и 6, падающими вверх по реке под углом 5—10°. В середине участка залегают известняки пачек 7 и 8, наименее затронутые процессами выщелачивания и карстообразования, характеризуются они как крепкие (временное сопротивление сжатию 1000—1900 кг/см²).

Пачки падают под углом 40—50° против течения реки. С низовой стороны участок ущелья сложен менее прочными, выветрелыми, закарстованными известняками пачек 9 и 10. По инженерно-геологическим условиям местоположение оси плотины выбиралось так, чтобы водонепроницаемая ее часть располагалась в пределах пачек 7—8.

Характерная особенность топографии участка плотины заключается в том, что ущелье реки врезано в сравнительно крутой горный склон, падающий по направлению течения реки.

Наиболее узкая часть ущелья находится в 250—280 м выше автодорожного моста и сложена известняками пачек 7—8. Именно эта часть ущелья является наиболее благоприятной с точек зрения геологической, топографической и строительной.

Плотина располагается на отрезке ущелья, имеющего в плане изгиб в сторону правого берега. Такая компоновка обеспечивает минимальную длину строительного туннеля со стороны левого берега. Кроме того, единственное удобное место для размещения оголовка катастрофического водосброса шахтного типа имеется только на левом склоне ущелья. Сечение туннеля круглое, диаметром 4 м. На выходном портале туннеля устанавливаются 3 плоских высоконапорных затвора. С туннелем соединяется шахта катастрофического водосброса.

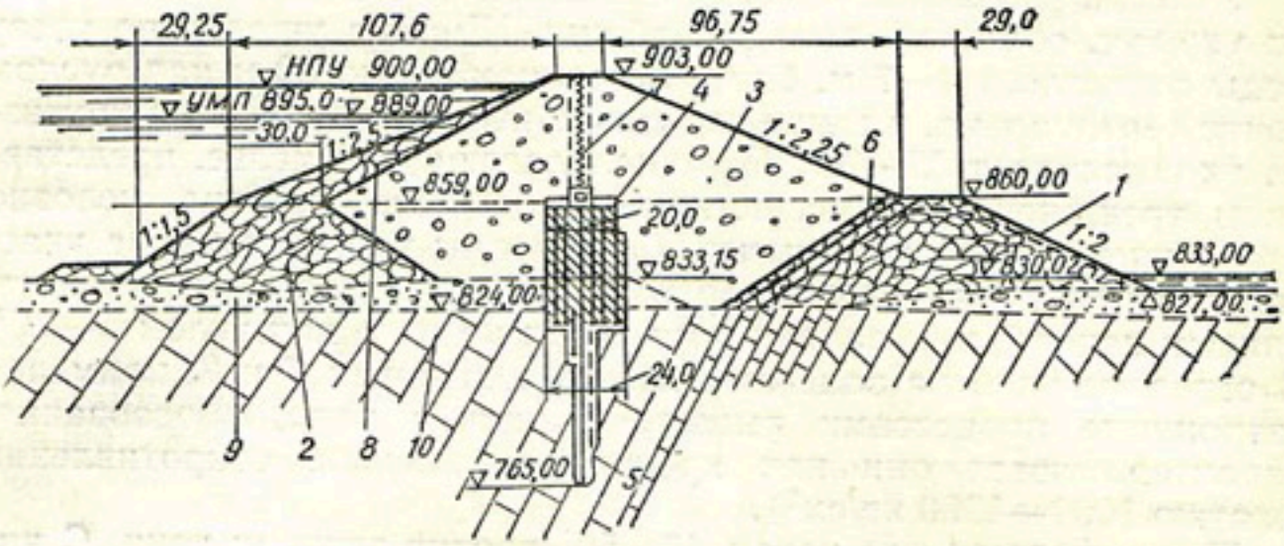
Водоприемник ГЭС с двумя отверстиями размещается также на левом склоне ущелья.

Здание станции расположено за выходом из ущелья на левобережной пойменной террасе реки. Такое расположение здания

ГЭС позволяет вести строительные работы, не связанные по времени с остальными сооружениями. Водоводы к зданию ГЭС имеют диаметр в свету 2,8 м и протяженность 400 м каждый.

Наибольший интерес из сооружений гидроузла представляет каменно-земляная плотина высотой 79 м. Основанием плотины служат частично известняки, частично аллювиальные отложения мощностью до 10 м.

Плотина состоит из верховой и низовой каменных упорных призм, гравелисто-галечникового тела плотины и водонепрони-



Р и с. 22. Поперечный разрез по Атбашинской плотине.

1 — банкет, получаемый взрывом, на выброс; *2* — банкет, получаемый отсыпкой в воду; *3* — насыпь из гравелисто-галечного грунта; *4* — цементационная завеса в плотине; *5* — цементационная завеса в основании; *6* — фильтр; *7* — полиэтиленовая диафрагма, укладываемая в песке; *8* — каменная отсыпь на откосе; *9* — аллювий; *10* — известняки.

цаемой диафрагмы. Поперечное сечение плотины изображено на рис. 22.

Низовая упорная призма возведена взрывом на выброс, верховая — отсыпкой в воду. Низовая упорная призма сопрягается с телом плотины с помощью обратного фильтра. Верховой откос погружен каменной отсыпкой для предохранения от волнобоя и повышения сейсмической устойчивости.

Водонепроницаемость плотины обеспечивается устройством многорядной глино-цементной завесы в нижней части и укладки в песочной засыпке полиэтиленового экрана.

Водонепроницаемость основания достигается устройством двухрядной цементной завесы в скальной толще известняков.

Успешный опыт применения полиэтиленовых экранов для низконапорных каменно-земляных плотин на р. Карасу и верховой строительной перемычке Токтогульской плотины позволил довольно широко использовать полиэтиленовую пленку в качестве диафрагмы для довольно высокой и ответственной Атбашинской плотины. Максимальный расчетный напор на полиэтиленовый экран составляет 40 м.

Опыт этого строительства покажет дальнейшие возможности применения полимерных материалов в плотиностроении.

§ 4. ПЛОТИНЫ, СОЗДАННЫЕ С ПОМОЩЬЮ НАПРАВЛЕННОГО ВЗРЫВА

а) Об эффективности создания каменно-набросных плотин в горных условиях методом направленного взрыва

Строительство плотин в горных условиях имеет ряд особенностей, определяющих стоимость и срок строительства, горные районы, являющиеся перспективными для плотиностроения, характерны труднодоступностью, малонаселенностью, отсутствием дорог и инженерных коммуникаций. Узость фронта работ, необходимость устройства дорог (туннелей) и подъездных путей на разные отметки склонов, в особенности при большой их крутизне, являются неблагоприятными факторами для обычных методов возведения плотин. В этих условиях способ строительства плотин с помощью мощных направленных взрывов бортов ущелья, сложенных горными породами с достаточно высокими физико-механическими характеристиками, позволяет в значительной мере преодолеть указанные выше трудности, существенно сократить сроки и стоимость строительства, а также упростить схему производства работ.

Примерами осуществления таких плотин является плотина Байпазинского гидроузла на р. Вахше, селезащитная плотина на р. Малая Алмаатинка, строительные перемычки Нурекской, Атбашинской ГЭС и ряда других сооружений. Прообразом этого способа возведения плотин явилось образование в горных местностях завальных плотин из скального материала. Описание и анализ некоторых из них дается в следующем параграфе настоящей главы.

В качестве первого эксперимента в Киргизии были возведены способом направленного взрыва две малые плотины на реках Шамси и Аламедин, условия возведения и конструкция которых приводится в разделе о фильтрующих плотинах. Эти эксперименты подтвердили возможность создания каменно-набросных плотин с помощью направленного взрыва. Однако для окончательного решения вопроса необходим был крупномасштабный производственный эксперимент, который успешно осуществлен при возведении Алмаатинской и Байпазинской плотин.

В схеме возведения плотин с помощью направленных взрывов можно выделить три основные периода: подготовительный, производство взрыва, оформление проектного профиля плотины и устройство противофильтрационных элементов плотины.

В подготовительный период строятся подсобные предприятия, сооружения по пропуску строительных расходов, прокладываются инженерные коммуникации и ведется проходка выработок для размещения зарядов.

После взрыва производится досыпка и профилирование завала скальной породы с помощью землеройной техники и, в зависимости от принятой конструкции, ведется устройство противофильтрационных элементов.

Для успешного возведения плотин способом направленного взрыва необходим ряд топографических и инженерно-геологических условий. Оптимальным с точки зрения топографических условий является узкое ущелье с крутыми бортами. Высота бортов должна превосходить гребень плотины, обеспечить заложение зарядов выше гребня плотины и создать необходимый объем завала. Тело плотины может быть создано как с помощью взрыва на одном борту ущелья (односторонний направленный взрыв), так и с помощью взрыва на обоих бортах (двусторонний направленный взрыв). При недостаточной высоте или крутизне склонов массовым взрывом может быть возведена часть плотины. Остальная часть должна быть досыпана из разрыхленного материала, уложившегося вне профиля плотины.

Борта ущелья должны быть представлены прочными, устойчивыми к выветриванию горными породами. Наиболее благоприятны изверженные горные породы. Вместе с тем могут с успехом использоваться осадочные и метаморфические горные породы.

Способ возведения в этих условиях предопределяет конструкцию плотины. Она представляет собой каменную наброску с противофильтрационным экраном на верховом откосе, либо с глиноцементной диафрагмой (ядром) в центральной части наброски, созданной инъекционным путем.

В связи с большой разнородностью взорванного скального материала и уплотнением при оседании взорванной массы тело плотины приобретает высокую плотность (порядка 2,1 т/м^3) и малую фильтрационную проницаемость. Это обеспечивает незначительные осадки сооружения в процессе эксплуатации.

Способ возведения в известной мере влияет на компоновку сооружений гидроузла. В связи с этим при одностороннем взрыве водопропускные сооружения предпочтительнее располагать на берегу противоположном обрушаемому. Однако, как свидетельствует опыт возведения Байпазинской плотины, взрыв мало влияет на подземные сооружения, расположенные даже вблизи от места взрыва, что необходимо учитывать при проектировании.

Возведение Алмаатинской и Байпазинской плотин показало ощутимое сокращение сроков и стоимости строительства, о чем подробно будет сказано при описании каждой из них.

Проработки Саогидропроекта по схеме комплексного использования водных ресурсов р. Пяндж показывают, что сопоставление вариантов возведения плотины направленным взрывом с обычным способом возведения каменно-набросной плотины Язгулемского гидроузла и арочно-гравитационного Зигарского гидроузла обнаруживает ряд преимуществ способа направленного взрыва.

Сопоставление показало, что как и при возведении Алмаатинской и Байпазинской плотин, сооружение гидроузлов с завальными плотинами приводит к сокращению сроков и значительному удешевлению стоимости строительства.

Эффективность применения способа направленного взрыва для Язгулемской и Зигарской плотин, по данным Саогидропроекта, выражается следующими цифрами: 1) срок строительства Язгулемского гидроузла сокращается на один год, стоимость строительства снижается на 28%; 2) срок строительства Зигарского гидроузла сокращается на два года, стоимость строительства уменьшается на 30%.

Строительство завальных плотин в рассматриваемых створах позволяет уменьшить потребность в рабочей силе на 30%, уменьшить в пять раз количество экскаваторов и в семь раз автотранспорт.

На рис. 23 изображен график связи высоты с абсолютной и относительной стоимостями и сроками сооружения плотины для различных способов возведения применительно к конкретным гидроузлам.

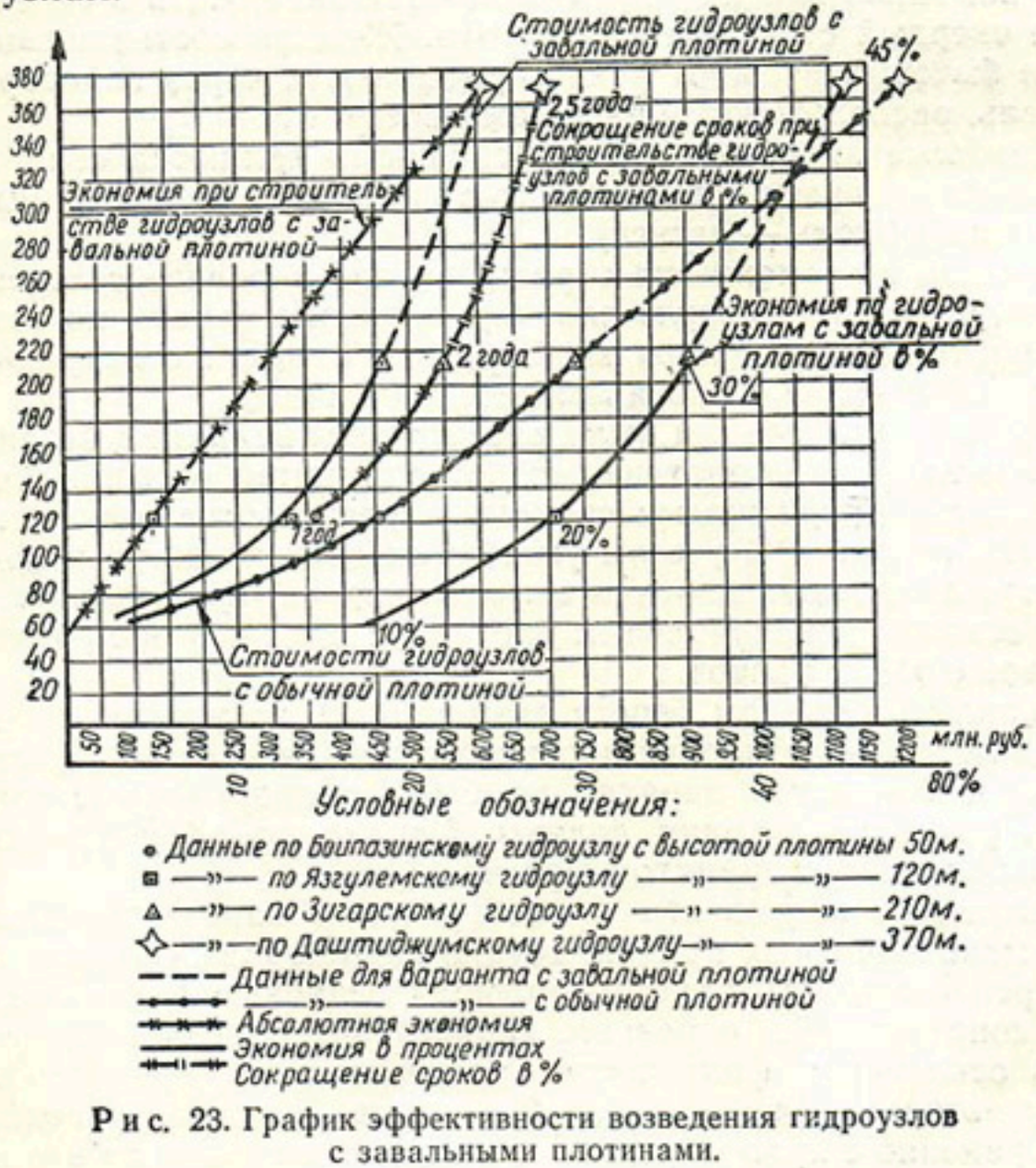


Рис. 23. График эффективности возведения гидроузлов с завальными плотинами.

Из графика следует, что с увеличением высоты плотины наблюдается относительное удешевление гидроузлов и сокращение сроков их строительства (в %) при способе возведения плотины с помощью направленных взрывов скальных бортов ущелья.

Таким образом, имеющийся опыт позволяет ставить вопрос о более широком внедрении в практику гидротехнического строительства способа возведения каменно-набросных плотин с помощью направленных взрывов.

б) Алмаатинская селезащитная плотина

Для защиты города Алма-Аты от селевых потоков, возникающих в бассейне реки Малой Алмаатинки (на конусе ее выноса расположен город) возведена селезащитная каменно-набросная плотина (рис. 24).

Створ плотины выбран в среднем течении реки в узком горном каньоне шириной в нижней части 60 м. Заложение верхового откоса 1 : 2,25; низового 1 : 3. Горные породы в районе створа представлены гранитами и мраморизованными известняками.

С помощью плотины предполагается задержать в селехранилище твердый сток селевого потока. Жидкая составляющая селей и бытовые расходы реки сбрасываются через водосбросной туннель, расположенный на левом берегу.

Наиболее значительными и опасными являются сели, образующиеся во время интенсивного таяния ледников, при выпадении ливней (июнь — август).

В связи с возможностью размыва при переливе селевого потока через недостроенную плотину, основные работы по возведению плотины и созданию необходимой емкости селехранилища должны быть завершены в межселевой период.

При проектировании были рассмотрены варианты бетонной и каменно-набросной плотины, возводимой путем отсыпки. Однако в связи с ограниченными сроками строительства эти варианты приняты не были. С учетом указанных обстоятельств и наличия в створе возведения плотины высоких скальных откосов было решено создать основной объем плотины с помощью направленных взрывов с обоих бортов.

Заряды на правом берегу размещались на уровне дна долины, на левом — на уровне проектного гребня плотины. Размещение правобережных зарядов не было рациональным, так как взрыв увеличил ширину долины. Однако по ряду причин это размещение было принято в проекте.

Поскольку результаты правобережного взрыва зависели от ряда малоизученных причин, трудно поддающихся оценке и учету (трещиноватость породы, большая величина линии наименьшего сопротивления основного заряда), предполагалась возможность отклонения фактических результатов от проектных. Поэтому второй (левобережный) взрыв был произведен не одновременно с правобережным, а через 6 месяцев. За это время

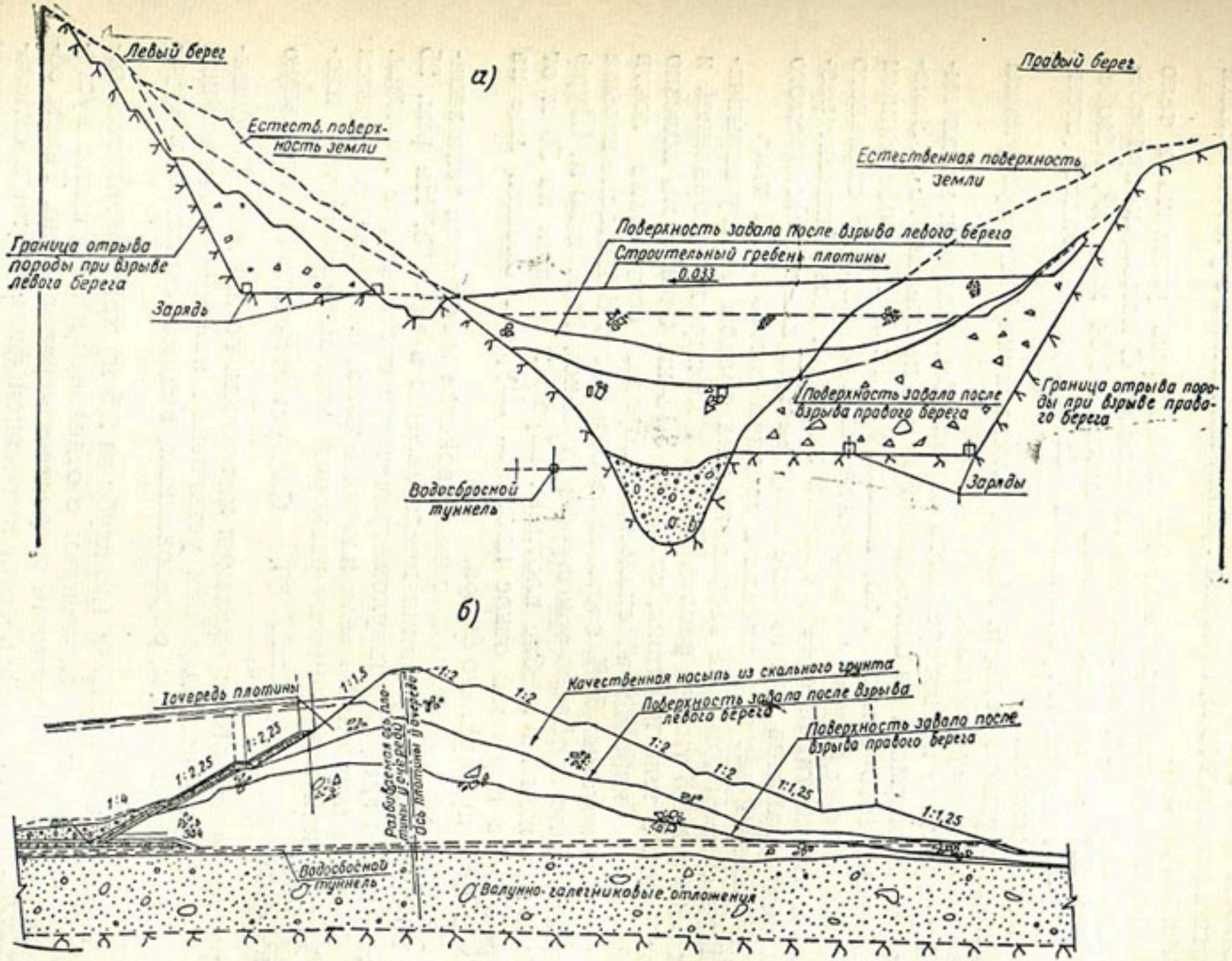


Рис. 24. Селеулавливающая плотина на р. Малая Алмаатинка, в урочище Медео.
а — разрез по оси плотины; *б* — поперечный разрез плотины.

был изучен опыт первого взрыва и скорректирован проект второго. В результате пришлось выполнить дополнительные горнопроходческие работы по зарядным камерам.

Объем тела плотины запроектирован в 3,6 млн. м³, проектная высота плотины 113 м, отметка гребня назначена с учетом осадки величиной до 5 м.

Направленными взрывами предполагалось уложить в тело плотины около 80% ее проектного объема. С помощью правобережного взрыва предполагалось уложить 1,84 млн. м³, левобережным — 1,0 млн. м³. Остальной объем предполагалось отсыпать механизмами.

Перед взрывом воды р. Малой Алмаатинки были пропущены по водосбросному туннелю.

В результате правобережного взрыва был получен завал высотой 62 м, шириной по основанию 560 м и по гребню 70 м. Заложение верхового откоса 1 : 3, низового — 1 : 6. Правобережным взрывом в тело плотины было уложено 1,67 млн. м³ скального грунта, что составляло 44% объема плотины. Коэффициент разрыхления гранитов при взрыве получен 1,26 вместо ожидаемого 1,5. Объемный вес тела завала в среднем составил 2,1 т/м³.

При суммарном весе взорванных на правом берегу взрывчатых веществ 5,3 тыс. т, расход ВВ на 1 м³ породы, взорванной и уложенной в тело плотины, составил 3,18 кг. Стоимость полезно уложенного кубометра скальной породы составляла почти 2,2 руб., из которых 70% составляла стоимость ВВ. После взрыва в завале было пройдено три шурфа глубиной 13,17 и 20 м. Шурф 3 был заложен на гребне плотины. Шурф 2 смещен на 30 м от шурфа 3 на верховой откос плотины. Шурф 1 смещен еще на 30 м в сторону верхнего бьефа.

Грансостав и фильтрационные свойства материала тела завала по данным шурфования представлены в табл. 3. На рис. 25 представлен график гранулометрического состава тела плотины.

Средняя пористость тела плотины мала, она характеризуется 20%. Средний коэффициент разнородности материала тела плотины составил $\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}} = 60$. Следует отметить значительную неравномерность распределения материала по плотине. Геофизические методы исследования установили наличие значительных пустот в теле плотины, образованных, видимо, скоплением крупных отдельностей.

Верхняя часть завала (до глубины 2,5 м) характеризуется относительно рыхлым сложением с отдельными зияющими пустотами. С глубиной плотность возрастает неравномерно. Таким образом, следует ожидать сосредоточенной фильтрации в отдельных зонах плотины, как это наблюдается на ряде естественных завальных плотин.

Для увеличения высоты завала и создания необходимого объема селехранилища к 1967 г. осуществлен левобережный

Таблица 3

Физико-механические и фильтрационные свойства грунтов в теле плотины Медео

Наименование выработок	Гл. отбора проб, м	Максимальный размер глыб, м	Глыбы			Щебень				Дресва		Песок					Пыль	Глина	Коэффициент фильтрации, м/сут
			в % по весу																
			>400	400—160	160—120	120—80	80—40	40—20	20—10	10—5	5—2	2—1	1—0,5	0,5—0,25	0,25—0,1	0,1—0,05	0,05—0,005	0,005	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Ш—304	6,9	0,3	—	11,2	11,1	3,9	11,8	7,7	8,2	11,1	11,3	7,9	4,6	4,6	2,3	4,3	—	—	23,4
	17,0	1,5	30,0	45,0	1,9	1,3	1,8	1,8	3,0	2,8	4,1	1,2	1,7	1,6	0,9	1,6	1,1	0,2	36,8
	19,0	1,5	60,0	25,0	1,4	1,4	1,9	2,2	2,8	1,3	1,5	0,9	0,4	0,4	0,2	0,2	0,3	0,1	110,2
Ш—305	1,6	0,5	—	9,6	—	11,2	13,7	13,2	15,9	0,9	10,7	6,4	4,0	2,9	1,7	5,5	3,8	0,5	—
	5,1	1,2	30,0	15,0	4,5	6,4	6,3	4,8	4,6	2,4	5,6	7,1	2,5	4,8	3,4	1,0	1,4	0,2	—
	7,3	1,2	30,0	10,0	—	2,1	14,0	5,5	4,5	4,4	6,1	7,5	3,0	5,5	4,4	1,1	1,7	0,2	1,8
	17,2	0,8	15,0	25,0	2,8	3,0	6,1	7,3	10,6	5,8	7,4	6,6	2,2	3,4	2,5	2,3	—	—	11,0
	24,7	2,5	14,6	10,0	12,8	4,5	12,4	10,2	7,1	7,7	6,6	6,4	1,6	2,7	1,8	1,6	—	—	67,0
Ш—306	2,5	1,6	30,8	30,0	—	—	3,9	3,9	5,5	5,8	6,5	4,5	1,8	2,3	1,3	1,8	1,7	0,2	393,0
	8,0	1,2	25,0	15,0	2,6	4,9	6,6	6,6	6,5	5,2	6,4	3,9	2,1	2,7	1,3	8,6	2,3	0,3	3,5
	16,5	0,7	10,0	32,1	7,8	11,1	10,6	5,3	9,6	13,5									29,4
	20,8	1,5	45,0	20,0	7,5	6,0	—	5,1	3,5	12,9									1300,0
	23,4	0,7	60,0	15,0	3,8	3,1	5,4	3,8	3,6	3,6	1,4	0,1	—	—	—	0,2	—	—	6,5
	24,8	1,6	20,0	10,0	10,0	7,7	6,8	6,6	11,6	7,6	12,0	5,2	1,6	0,5	0,1	0,3	—	—	1,2
Ш—307	2,2	нет	—	—	—	5,5	8,1	6,5	10,4	13,2	17,2	14,8	7,4	8,8	5,7	2,4	—	—	3,6
	3,45	1,0	30,0	16,5	4,6	2,8	6,7	3,9	5,1	7,2	9,8	7,0	3,4	2,2	0,7	0,1	—	—	26,4
	5,4	0,2	—	5,1	—	11,0	19,5	13,6	9,3	7,6	10,9	5,3	0,5	2,7	1,5	9,0	3,6	0,4	12,3
	10,8	1,0	35,0	10,0	—	8,6	7,3	7,7	6,4	5,5	5,6	3,2	1,5	1,6	0,8	4,8	1,8	0,2	100,0
	14,3	0,4	—	15,0	4,7	10,4	10,0	9,0	8,2	5,1	9,8	7,8	4,2	5,5	3,7	3,1	3,1	0,4	14,2
Ш—319	3,9	0,2	—	—	13,5	—	6,7	10,5	24,2	8,2	15,0	7,4	3,2	2,3	1,5	7,5	—	—	16,9
	7,9	нет	—	—	—	10,6	11,2	10,2	13,6	14,5	14,3	9,5	4,7	4,6	2,2	4,6	—	—	22,9
	12,2	0,8	25,0	30,0	2,5	2,3	1,6	3,6	8,8	26,2	—	—	—	—	—	—	—	—	110,2
	16,0	0,3	—	6,0	20,0	4,1	11,8	11,7	10,3	10,9	9,6	5,7	3,1	3,0	1,7	2,1	—	—	20
	21,2	0,4	—	22,0	14,3	6,1	8,3	14,9	20,3	1,9	4,6	4,4	1,5	0,8	0,4	0,3	0,2	—	168,8
	27,5	0,4	—	20,9	4,4	14,6	16,0	10,6	9,2	4,7	7,2	5,7	1,6	2,4	1,7	1,0	—	—	
	28,9	3,0	40,0	20,0	13,0	—	5,6	4,5	4,6	2,7	3,2	2,5	0,6	1,3	0,9	0,3	0,7	0,1	31,5
	32,5	0,9	20,0	16,8	—	3,8	9,0	9,4	8,3	1,1	7,2	6,5	4,7	2,0	1,2	1,7	8,0	0,3	20,0
	36,6	0,4	—	13,5	—	8,5	18,2	18,3	14,2	10,9	7,9	3,8	1,2	1,7	0,7	1,1	—	—	141,8

взрыв, который должен был довести объем плотины до проектного. В результате взрыва в проектный контур плотины было уложено 850 тыс. м³ раздробленной массы гранитной породы. Сброшенный материал разместился равномерным слоем от 10 до 25 м по всей поверхности ранее образованного навала.

Коэффициент разрыхления и объемный вес были такими же, как и при левобережном взрыве.

Водосбросной туннель, находящийся на том же берегу, что и заряды, на расстоянии 180 м от первого ряда зарядов и на рас-

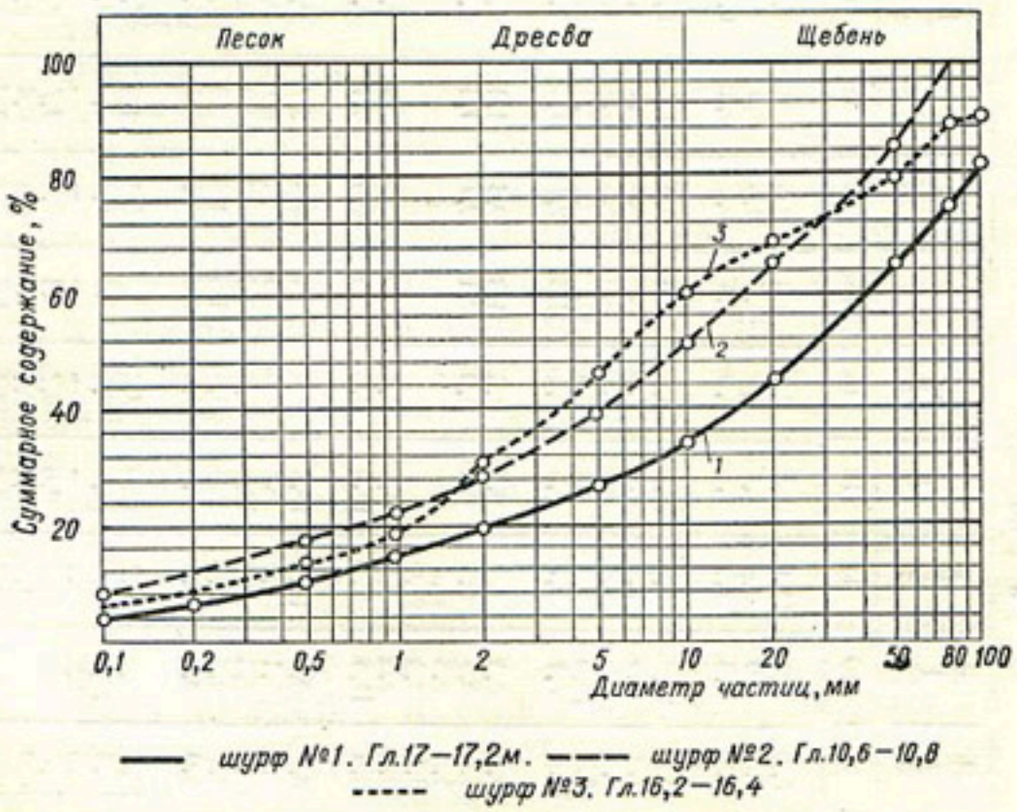


Рис. 25. График грансостава материала тела плотины Медео.

стоянии 220 м от второго не пострадал при взрыве. Сейсмическое воздействие на здания и сооружения также оказалось незначительным.

Учитывая дальность выброса породы, расход ВВ составил 4 тыс. т. Расход ВВ на 1 м³ полезно уложенной породы составил 5,7 кг, т. е. был значительно больше, чем при первом взрыве. Это объясняется неточной направленностью взрыва на гребень плотины и большой дальностью выброса. Стоимость полезного 1 м³ наброски — около 3,3 руб. На левом берегу осталось около 1,5 млн. м³ разрыхленной взрывом породы, которую намечено использовать для досыпки плотины.

Таким образом, в результате двух массовых взрывов была получена высота завала 70 м (см. рис. 24).

Полученное направленным взрывом тело плотины состоит из двух частей: одна часть плотины образована комулятивной стру-

ей раздробленной и выброшенной взрывом породы, другая образовалась за счет оползания «подсеченного» взрывом склона и характеризуется более крупными отдельностями.

Для косвенного определения плотности сложения нижней части плотины, водовыпускной туннель был перекрыт и весь расход реки в размере 700 л/сек уходил в тело завала. В течение двух суток выхода воды на низовом откосе обнаружено не было. Это свидетельствует о наличии обширных зон повышенной пустотности, сложенных крупнообломочным материалом.

Сопоставление возведения плотины в урочище Медео способом направленных взрывов с другими способами показывает большое преимущество взрывного способа как экономическое, так и по времени выполнения.

Возведение плотины направленным взрывом с подготовительными работами потребовало 9 месяцев. Отсыпка такого же объема механизмами требует не менее 30 месяцев.

Приведенная стоимость 1 м³ грунта, уложенного взрывом в тело плотины, составляет 1,7 руб. Расчеты показали, что стоимость с 1 м³ насыпи, возводимой механизмами, составила бы 4,1 руб.

Результаты возведения первой в СССР высокой плотины методом направленного взрыва показали, что этот метод является особенно целесообразным в условиях строительства со сжатыми сроками в горных районах.

в) Плотина Байпазинского гидроузла

Байпазинский гидроузел является головным сооружением Яван-Обикиикской оросительной системы. Он расположен на р. Вахше, несколько ниже створа Нурекской ГЭС, в труднодоступной горной местности между хребтами Кара-Тау и Сафсарян.

Гидроузел возведен в сложных природных условиях (горный рельеф, высокая сейсмичность, наличие тектонических нарушений и явлений карста в основании).

Река Вахш в районе гидроузла протекает в узкой ассимметричной долине. Правый берег высотой 300 ÷ 350 м обрывистый, падает к реке под углом 55 ÷ 70°, левый берег более низкий и пологий. В районе гидроузла он расширяется и представляет собой широкую террасу. Ширина реки в створе плотины равна 75 м. Максимальный расход реки в створе гидроузла — 4200 м³/сек. Узость каньона, образующего верхний бьеф гидроузла, обусловливала малую емкость водохранилища и быстрый подъем уровня воды после перекрытия реки.

Породы, слагающие основание гидроузла, представлены меловыми, палеогеновыми и четвертичными отложениями. Коренные породы сильно трещиноваты. Опасение в отношении выщелачивания вызывает среднеалайская гипсово-глинистая пачка.

Неблагоприятными также являются бухарские известняки из-за наличия повышенной трещиноватости и возможности развития процессов карстообразования.

В состав гидроузла входят каменно-набросная плотина, железобетонный водосброс, водозаборный регулятор, совмещенный с входным порталом туннеля и ирригационный туннель.

Водозаборный регулятор состоит из трех отверстий, перекрываемых плоскими колесными затворами для регулирования водоподачи в ирригационный туннель. Туннель, в основном, диаметром 5,1 м, в зависимости от неологических условий имеет переменное по форме сечение. Длина туннеля 7300 м, максимальная пропускная способность 70 м³/сек. На всем протяжении туннель имеет бетонную обделку.

Водосбросное сооружение представляет собой водосброс открытого типа. Оно предназначено для сброса неиспользованной воды в нижний бьеф и расположено на площадке левого берега на расстоянии 150 м от реки. Водосброс рассчитан на пропуск 3400 м³/сек при НПУ в верхнем бьефе и максимального расхода 4260 м³/сек при форсированном горизонте. Водосброс состоит из подводящего канала, водосливной части и отводящего канала. Подводящий канал выполнен в выемке глубиной до 30 м с горизонтальным дном. Его длина 300 м, ширина по дну 50 м. Откосы подводящего канала на длине 200 м облицовываются монолитными железобетонными плитами. Водосливная часть водосброса выполнена в виде массивного бетонного водослива с широким порогом размером в плане 60 × 41,5 м и высотой 35 м.

Водослив представляет собой бетонную коробку из плиты толщиной 10 м с двумя береговыми устоями и тремя раздельными бычками, образующими четыре водосливных пролета шириной по 10 м. Сооружение разделено по длине деформационным швом на две секции. Водосливная поверхность облицована чугунными плитами толщиной 50 мм для защиты от истирания донными наносами. Напор на водосливе при НПУ составляет 17,5 м. Отверстия водослива в целях уменьшения высоты плоского затвора (10,71 м) перекрываются сверху на высоту 9 м забральной стенкой.

Водосброс имеет верховой зуб, заглубленный ниже его подошвы на 4 м, и низовой зуб, заглубленный на 2 м. В верховом зубе располагается цементационная потерна размером 3 × 3,5 м.

Сопряжение водосброса с берегами осуществляется с помощью железобетонных подпорных стенок контрфорсного типа высотой 35 м, длиной 60 м.

С напорной стороны этих стенок устраивается цементационная потерна такого же размера, как и в верховом зубе водослива.

Водослив переходит в быстроток шириной 50 м и длиной 200 м. Заканчивается быстроток водобойным колодцем, за которым следует рисберма длиной 40 м и гибкое крепление длиной 20 м.

Быстроток состоит из двух прямоугольных лотков, разрезанных по оси водосброса температурно-осадочным швом. Толщина донной плиты 2,25 м, раздельной стенки — 1,5 м. Быстроток разрезан деформационными швами на 9 секций длиной 22 м. Для защиты от истирания наносами дно и стены быстротока (на высоту 1 м) облицовываются бетоном марки 400. Максимальный расход лотка 2150 м³/сек. При этом скорость потока достигает 22÷25 м/сек и бетон оказывается подверженным быстрому истиранию речными насосами. Для повышения долговечности донная плита быстротока выполнена из монолитного бетона марки 300.

Водобойный колодец образуется водобойной стенкой высотой 4 м, длина колодца 66 м, ширина 53 м. Для возможности осмотра и ремонта колодец разделен на две секции шириной по 26,5 м, перекрываемые плавучими затворами.

Поступление воды с быстротока в водобойный колодец осуществляется свободнопадающей струей, чем обеспечивается затопление прыжка в пределах водобойного колодца.

Толщу основания водосброса слагают разнородные осадочные горные породы. В основании левой части сооружения залегают верхнеалайские мергели, обладающие незначительной водопроницаемостью. Основанием средней части является гипсово-глинистая пачка шириной около 23 м. В состав этой пачки входят алевролитовые и мергелеподобные загипсованные глины алевролиты, рыхлый песчаник, раздробленный известняк, мергель и песок. Гипс наблюдается в виде отдельных линз и прослоев.

В основании правобережной части водослива залегают валунно-галечниковые отложения, мощность которых достигает 11 м.

Такая разнородность и фильтрационная неустойчивость пород при сильной трещиноватости потребовала устройство противофильтрационной завесы, обеспечивающей сохранность пород основания.

Для достижения этой цели была принята схема противофильтрационных и дренажных устройств, включающая следующие элементы: противофильтрационная завеса в основании и на участках примыкания, противофильтрационный экран перед сооружением, дренаж под понуром и быстротоком.

Противофильтрационная завеса располагается вдоль верховой грани водослива и сопрягающих подпорных стенок. Глубина завесы на этом участке равна 40 м. Правобережный концевой участок располагается нормально к подпорной стенке.

Такая схема исключает возможность цементации пород в зоне расположения дренажа.

В начале цементационной завесы пробурены веера наклонных скважин под русло р. Вахш. Глубина завесы на этом участке достигает 80 м.

Левобережная завеса располагается перпендикулярно оси водосброса и врезается в берег на 30 м, глубина завесы 24 м. Левобережная завеса предназначена для надежного сопряжения бетонного водосбросного сооружения с берегом и обеспечения снижения кривой депрессии фильтрационного потока. Кроме фронтальной завесы, устраиваются две отсечные завесы, расположенные вдоль боковых граней водослива. Задачей этих завес является уменьшение влияния обходной фильтрации на толщу основания водосброса путем заполнения карстовых полостей, крупных и средних, по ширине раскрытия, трещин.

Данные пьезометрических наблюдений показали, что цементационная завеса практически не отразилась на кривой депрессии.

Перед водосбросом выполнен полиэтиленовый экран, который несколько уменьшил фильтрационный расход (при длине понура 200 м — примерно в 1,5 раза).

Понур сооружен из монолитных железобетонных плит толщиной от 1 до 0,5 м, под которыми расположен полиэтиленовый экран.

Для перехвата части фильтрационного потока, движущегося в аллювиальной толще и в верхней зоне коренных пород на участке водосброса, под понуром устроен дренаж. Дренаж выполнен в виде бетонной дренажной галереи и ряда вертикальных скважин.

Галерея устроена для перехвата фильтрационного потока в аллювиальной толще. По периметру галереи уложен двухслойный обратный фильтр.

Дренажные скважины диаметром 150 ÷ 300 мм, глубиной 30 м предназначены для дренирования верхней части коренных пород. Расстояния между скважинами — 2—5 м. Внутренние трубы — полиэтиленовые — диаметром 100 мм. Скважины диаметром 300 мм бурились в аллювиальных породах и глинисто-гипсовой пачке. В скальных породах бурились скважины диаметром 150 мм. Фильтром в этих скважинах служила винипластовая перфорированная пленка.

Сбор дренажных вод осуществляется специальным лотком, отвод — самотечный.

Общий расчетный дренажный расход определился в 1,37 м³/сек. Фактический расход оказался равным 80 ÷ 90 л/сек. После прохождения паводка 1969 г. величина фильтрационного расхода снизилась до 50 л/сек. Это объясняется тем, что верхний бьеф гидроузла заилился на 15 м. Сооружение получило мощный естественный водонепроницаемый понур из глинистых отложений.

В процессе эксплуатации напорного дренажа выяснилось, что в дренажной галерее и скважинах работают только участки, находящиеся в аллювиальных отложениях. Участки дренажа, проходящие в мергелях и глинисто-гипсовой пачке, не работают, че-

го следовало ожидать с самого начала. Уровень кривой депрессии здесь остался примерно таким, каким он установился в строительный период.

На напорном откосе котлована водосброса отсыпан наслонный фильтр. Обратная засыпка осуществлялась мелкозернистым песком.

Дренаж в зоне быстротока предназначен для снятия фильтрационного давления на подземный контур быстротока и обеспечения фильтрационной устойчивости грунтов, залегающих в основании и примыканиях водосброса. С этой целью устроен ленточный дренаж под подошвой быстротока и две горизонтальные трубчатые дрены параллельно быстротоку на расстоянии 4—5 м от боковых стен.

Ленточный дренаж выполнен в виде отсыпки гравелисто-песчаного материала толщиной 30 см в основании верховых секций быстротока.

Трубы для сбора и отвода дренажных вод располагаются в боковых и поперечных бетонных зубьях быстротока.

Застенный трубчатый дренаж предназначен для перехвата фильтрационных вод обходного потока, движущегося с внешних сторон быстротока и служит лишь отчасти для дренирования основания. Эти дрены выполнены из железобетонных перфорированных труб, обсыпанных двуслойным обратным фильтром.

При выбранной системе противофильтрационных и дренажных устройств в основание водосброса должны поступать только фильтрационные воды из глубоких слоев толщи основания.

Эти воды не должны вызывать суффозии гипсов, так как подступают к основанию в уже насыщенном виде.

Как показал опыт эксплуатации гидроузла, при проектировании необходимо было учесть быстрое заиление верхнего бьефа. В связи с этим схему противофильтрационных и дренажных устройств можно было несколько упростить. В частности, представляется целесообразным отказ от цементационной завесы на участке от реки до правой контрфорсной стенки и отказ от дренажа под понуром сооружения.

Наибольший интерес из сооружений гидроузла представляет собой уникальная каменно-набросная плотина, созданная методом направленного взрыва, с последующей отсыпкой суглинистого экрана.

Высота плотины 50 м, ширина по гребню 600 м, объем тела плотины около 1,6 млн. м^3. При проектировании было рассмотрено три варианта возведения плотины.

Согласно первому варианту каменно-набросная плотина должна возводиться массовым взрывом при готовых гидротехнических сооружениях поверхностного водосброса и водозаборного туннеля. Сметная стоимость строительства при этом варианте составила 35,78 млн. руб.

По второму варианту предполагалось возвести насыпную плотину из каменной наброски с водосбросом из трех туннелей. Сметная стоимость строительства составила 97,15 млн. руб.

Третий вариант предусматривал устройство насыпной плотины из каменной наброски с открытым водосбросом и строительным туннелем. Сметная стоимость третьего варианта — 63,49 млн. руб.

Топографические условия района створа позволили разместить бетонные водосбросные сооружения на левом берегу р. Вахш и не перекрывать реку до полной их готовности, а наличие высокого крутого правого берега создало возможность возведения плотины из каменной наброски методом направленного взрыва. Таким образом, по технико-экономическим соображениям был принят первый вариант проекта гидроузла.

Принятый вариант обеспечивал возможность параллельного строительства основных сооружений гидроузла и подготовки штолен для взрыва. Величины зарядов и порядок их взрывания были определены с учетом наилучшего дробления скальной породы при минимальном сейсмическом воздействии на построенные гидротехнические сооружения. Интервалы замедления определялись по времени вступления волны сжатия от каждого взрыва. Минимальные расстояния от эпицентра взрыва до туннеля и быстротока составляли соответственно 180 и 320 м.

Заряды взрывчатых веществ располагались в два ряда, что обеспечивало направленность взрыва, уменьшение веса мгновенно взрываемого заряда и достаточно мелкое дробление взорванной горной массы, которое было важно для уменьшения фильтрационной способности плотины. На правом берегу р. Вахш было пройдено 7 штолен и 14 зарядных камер. Общая длина горнопроходческих работ составила 642 м. Для получения в верховом клине плотины более мелкого дробления в этой зоне были пройдены дополнительные рассечки сечением 9 м². Из рассечек буровыми станками НКР-100 бурились веера скважин с расстоянием между ними 4 м.

До строительства перемычки Нурекской ГЭС и плотины в ущелье Медео направленные взрывы по созданию плотин и перемычек осуществлялись малыми зарядами и, в основном, при отсутствии в зоне взрыва значительных сооружений. Взрыв около 2000 т взрывчатки в непосредственной близости от построенных бетонных сооружений гидроузла был осуществлен впервые.

29 марта 1968 г. мощным взрывом за 6 сек была возведена каменно-набросная глухая плотина, перекрывшая р. Вахш в створе Байпазинского гидроузла.

При обрушении скального откоса взрывом гребень плотины образовался на отметке, предусмотренной проектом. Все тело плотины, кроме суглинистого экрана, выполнено взрывом.

Экран отсыпался насухо механизированным способом сразу после взрыва. В целях избежания образования волны в верхнем бьефе при мгновенном перекрытии р. Вахш — за 12 часов до

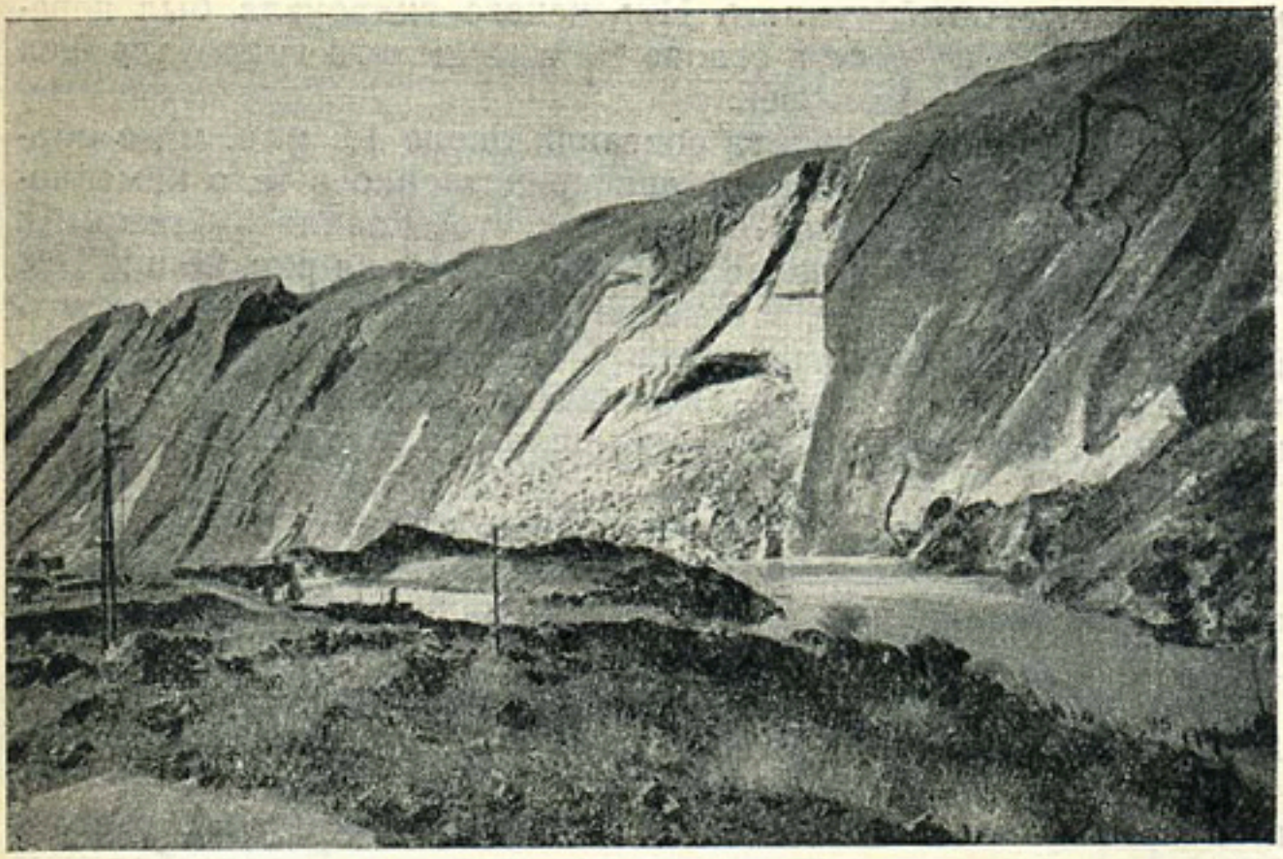


Рис. 26. Панорама Байпазинского гидроузла со стороны верхнего бьефа после взрыва.

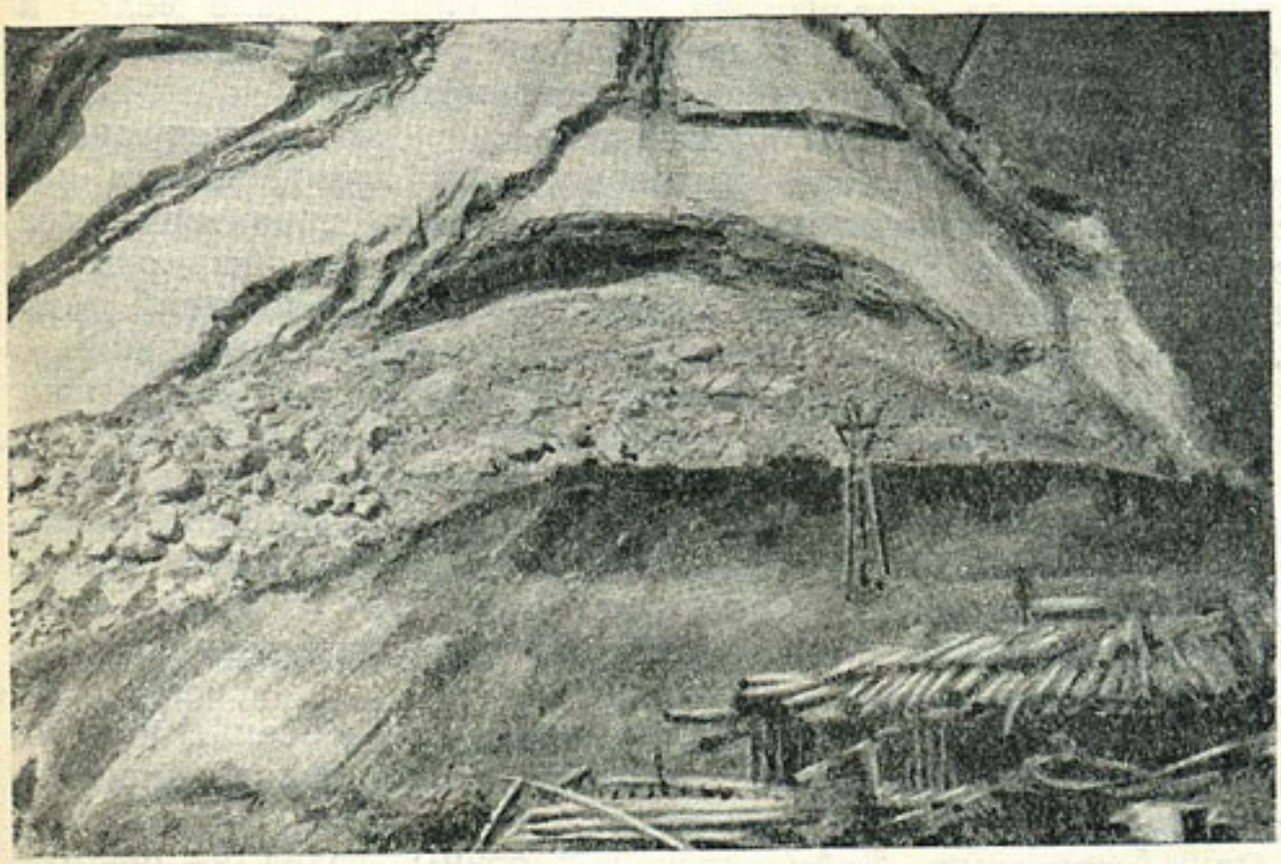


Рис. 27. Вид завальной плотины после взрыва.

взрыва строительный туннель Нурекского гидроузла был перекрыт затвором и по реке в створе Байпазинского гидроузла шел расход порядка 10—15 м³/сек.

Объем взорванного грунта составил около 1,6 млн. м³, а объем скальной массы, уложенной непосредственно в тело каменно-набросной плотины, достиг 760 тыс. м³, что оказалось близким к проектному. Вид завала после взрыва показан на рис. 26 и 27.

Судя по разрушениям в поселке Байпаза, сейсмическое воздействие взрыва можно оценить в 7 баллов, а в более отдаленном поселке Постакан отмечались толчки силой в 4,5 балла в течение 20 сек. В районе сооружений сила землетрясения составила 8 баллов.

Водосбросное сооружение защищалось слоем мягкого грунта, накатом из бревен и мешками с песком. Мощность защитного слоя на сооружении расчитывалась на падение камня объемом 1м³ с высоты 50 м.

Взрыв оказался практически безопасным для бетонных сооружений гидроузла как по сейсмическому воздействию, так и по разлёту камней. Водопропускной туннель не получил серьезных повреждений, за исключением мелких откольных выбоин и небольшой зоны трещин локального значения. В водосбросном сооружении образовались трещины в затирке деформационных швов.

Завал раздробленной скальной породы отчетливо разделяется на две части. Первую часть представляет каменная наброска, уложенная за счет взрыва. Порода сравнительно мелко и равномерно раздроблена. Максимальные размеры отдельностей не превышают нескольких десятков сантиметров.

Вторая часть завала образовалась за счет последующего обрушения «подрезанного» взрывом склона по трещинам напластования и находится над первой. Она характеризуется неравномерным характером и преобладанием крупных отдельностей. Размеры некоторых отдельностей превышают 5 м и были обусловлены толщиной отдельных пластов известняков.

Для изучения полученного грансостава тела плотины на гребне плотины был пройден шурф глубиной 13 м в 40 м от примыкания к левому берегу. Результаты гранулометрии тела плотины представлены в табл. 4. Средний коэффициент разнородности грунта составляет $\eta = 30 \div 40$. Коэффициент фильтрации каменного завала составляет $K_ф = 10 \div 15$ м/сут.

После перекрытия р. Вахш фильтрационный расход плотины составлял около 5 м³/сек.

После отсыпки экрана расход снизился до 2 м³/сек. В настоящее время в связи с заилением верхнего бьефа фильтрационный расход немногим превышает 1 м³/сек.

Опыт возведения Байпазинской плотины, вслед за опытом Медео, подтвердил возможность создания взрывом больших плотин, способных воспринимать значительный напор воды.

Таблица 4

Грансостав тела плотины Байпазинского гидроузла
(по данным шурфования)

Глубина горизонта	Размеры фракций (см) и их содержание в теле плотины (%)											
	1—10	10—20	20—30	30—40	40—50	50—60	60—70	70—80	80—90	90—100	100—110	110—120
1	0,63	3,25	19,0	15,88	3,75	11,37	10,5	7,0	—	8,50	—	7,5
2	8,5	2,5	13,16	10,33	6,83	3,0	8,17	21,83	—	—	—	—
3	4,83	2,33	9,5	6,66	12,5	9,0	34,17	9,33	—	11,67	—	—
4	11,0	2,83	4,5	11,17	17,5	22,16	19,83	2,67	—	8,33	—	—
5	7,17	2,83	10,67	5,33	18,83	29,16	19,83	6,67	—	—	—	—
6	6,83	3,83	5,17	14,16	12,5	16,0	8,17	33,33	—	—	—	—
7	57,0	11,0	20,0	12,0	—	—	—	—	—	—	—	—
8	44,0	5,88	13,5	4,71	—	7,1	—	24,71	—	—	—	—
9	58,83	7,65	17,06	7,05	9,41	—	—	—	—	—	—	—
10	47,06	17,64	4,7	18,8	11,8	—	—	—	—	—	—	—
11	33,53	10,0	22,3	11,8	11,8	10,57	—	—	—	—	—	—
12	25,3	13,5	20,0	—	—	—	41,2	—	—	—	—	—
13	78,82	8,25	7,65	5,28	—	—	—	—	—	—	—	—

В настоящее время начаты проработки по составлению проекта гидроэлектростанции при построенном Байпазинском гидроузле.

г) О влиянии способа проведения взрыва на его результаты

Первой особенностью Байпазинского взрыва, которая выгодно отличает его от взрывов в Медео, является отсутствие разбрасывания породы. Взрыв для возведения плотины Байпазинского гидроузла производился в непосредственной близости от построенных гидротехнических сооружений. Поэтому разбрасывание породы, которое в Медео не имело существенного значения, в данном случае было недопустимо.

Опыт взрыва показал, что разбрасывание породы за пределы ее основного навала практически не наблюдалось. Это произошло благодаря двум причинам, во-первых, начальные скорости движения взорванной породы оказались заметно меньше по сравнению с теми значениями, которые были заложены в проект. Предполагалось, что часть взорванной породы перелетит через реку на левый берег, где как раз и расположены бетонные водовыпускные сооружения. В действительности, начальных скоростей полета не хватило даже для броска породы к левому краю плотины. Заполнение тела плотины в примыкании к левому берегу произошло не за счет прямого броска породы взрывом, а в результате лавинообразного движения взорванной породы вдоль склона.

Вторая причина отсутствия разбрасывания взорванной породы обусловлена работой продуктов взрыва. Судя по опыту Медео, эта причина является основной. При взрывах в Медео заряды располагались в два ряда и взрыв второго ряда производился с замедлением в несколько секунд. Это привело к тому, что продукты взрыва зарядов второго ряда прорывались в атмосферу через породы, раздробленные взрывом первого ряда. Масса этих продуктов была значительной и скорость истечения достигала 100 м/сек.

Часть зарядов на Байпазинском гидроузле была расположена в два ряда со значительно меньшим интервалом замедления. Уменьшение интервала привело к тому, что к моменту взрыва зарядов второго ряда массив породы не испытал существенных разрушений. Прорыв газов из полостей второго ряда происходил по штольням, которые оказались к этому времени практически не обрушенными. Поэтому продукты взрыва вышли через штольни и не смогли вовлечь в движение заметных количеств горной породы. Если бы замедление было большим и на пути движения газов оказалась разрушенная порода, то неизбежно произошло бы существенное разбрасывание.

Важной особенностью Байпазинского взрыва является сравнительно низкий коэффициент расхода ВВ на 1 м^3 взорванной породы. Согласно проекту объем тела плотины должен был составлять 856 тыс. м^3. При вычислении этого объема принималась во внимание только порода из воронок выброса. Действительный объем плотины оказался намного больше.

Помимо породы, сброшенной взрывом, произошло обрушение подрезанного склона, за счет чего удвоился общий объем породы.

§ 5. ФИЛЬТРУЮЩИЕ КАМЕННО-НАБРОСНЫЕ ПЛОТИНЫ

а) Назначение фильтрующих плотин

При строительстве водозаборных гидроузлов на мелких горных реках большое внимание придается конструкции сооружения, обеспечивающей осветление забираемой из реки воды от донных наносов в связи с тем, что они истирают облицовки каналов и сооружений, выводят из строя гидромеханическое и заиливают участки каналов с небольшими уклонами. Для борьбы с крупными фракциями донных наносов при водозаборе в настоящее время используются следующие типы сооружений: а) донный решетчатый водозабор; б) водозаборы, основанные на создании поперечной циркуляции потока; в) водозаборы, создающие послойное деление потока с наносоперехватывающими галереями и т. д.

Осаждение мелких фракций донных наносов производится в отстойниках периодического или непрерывного промыва.

Все это приводит к значительному усложнению конструкции водозаборных сооружений и их удорожанию. Промыв наносов, оседающих в отстойниках, ведет к большим потерям воды. Поэтому более целесообразным решением вопроса в борьбе с донными наносами при больших процентах водозабора на малых горных реках является создание русловых наносохранилищ с помощью фильтрующих плотин из каменной наброски.

В СССР имеется ряд фильтрующих сооружений из крупной каменной наброски как искусственного, так и естественного происхождения.

Первые искусственные фильтрующие насыпи и плотины начали применяться в 20-х годах нашего столетия в транспортном строительстве. Так, например, через Кандалакшскую губу была построена фильтрующая дамба длиной 1 км и высотой до 9 м. Эта дамба в течение длительного времени пропускала приливы и отливы и зарекомендовала себя в условиях того времени с положительной стороны.

В дальнейшем фильтрующие насыпи использовались на строительстве Турксиба, на переходе Мурманской железной дороги через р. Ковду, на железнодорожной ветке Апатиты — Нефелины, при пересечении оврага железнодорожной магистралью Москва — Донбасс и многих других транспортных стройках.

Бурно развивающееся гидротехническое строительство требовало создания новых методов производства работ по возведению каменно-набросных плотин, позволяющих уменьшить срок строительства и стоимость сооружений.

В связи с этим возникли проекты по созданию высоких каменно-набросных плотин с помощью направленного взрыва. Ряд таких проектов был осуществлен: плотина Байпазинского гидроузла, Алмаатинская селезащитная плотина, плотины Шамси и Аламедин и др.

Ниже приводится описание некоторых естественных и искусственных завалов (плотин), представляющих интерес для рассматриваемой темы.

б) Естественные завалы на горных реках Средней Азии

На ряде горных рек Средней Азии имеются озера, образованные естественными завалами. Высота таких завалов достигает нескольких сотен метров, а объем озер — десятков и сотен миллионов кубометров.

Примерами таких завалов служат Сарезское озеро на р. Бартанг, оз. Сары-Челек в Киргизии, оз. Ихначкуль и Шавуркуль в бассейне р. Пскем, оз. Каратоко на р. Чаткал, оз. Чонколь и Кичикколь на р. Караколь, оз. Копкаташ и Карасу на р. Карасу-левобережное (приток р. Нарын) и многие другие.

Склоны горных хребтов, образующих бассейны рек, покрыты скоплениями ледников и снежников. С наступлением весны

происходит движение лавин и морен вместе с продуктами выветривания скальных пород в виде осыпей и т. д. Все это, попадая в русло реки, превращается в донные наносы, значительная часть которых оседает в завальных озерах, являющихся естественными наносохранилищами. Поэтому при проектировании и строительстве наносохранилищ с помощью фильтрующих плотин завальные озера представляют определенный интерес.

Основные данные о некоторых из названных выше озер приведены в табл. 5.

Как видно из таблицы, оз. Копкаташ и Карасу расположены в верхнем течении р. Карасу-левобережное. Схема расположе-

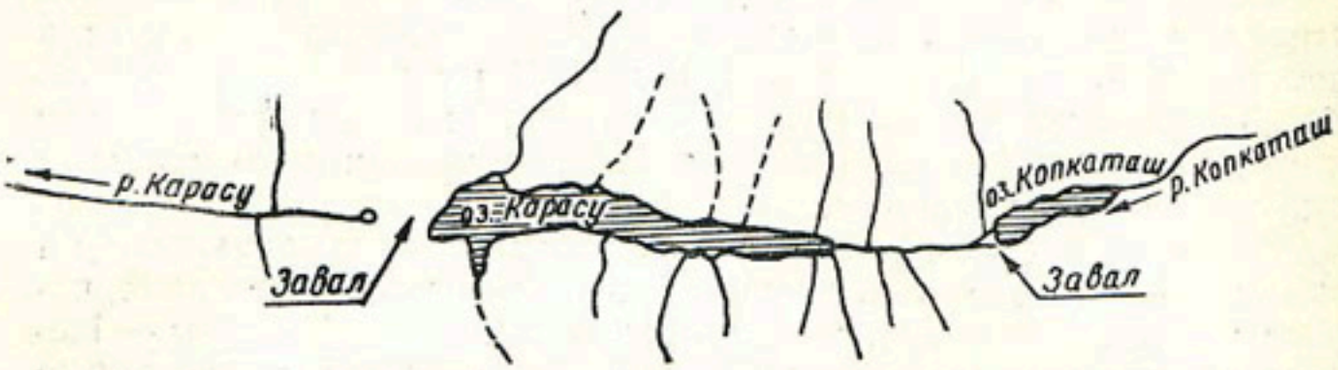


Рис. 28. Схема расположения завальных озер на р. Карасу-левобережное.

ния их приведена на рис. 28. Район находится в зоне одного из крупнейших разломов — Талассо-Ферганского с высокой сейсмической активностью.

Завал, образующий Карасуйское озеро, имеет высоту 300 м и относится по возрасту к средине четвертичного периода, что соответствует Сырдарьинскому комплексу террас.

Известняки в виде огромных скал, возвышаясь над долиной более чем на километровую высоту, представляли собой крупный массив в несколько десятков миллионов кубометров, подготовленный к разгрузке. Этому способствовала сильная трещиноватость, все виды выветривания и сейсмическая активность.

Судя по строению тела завала, обвал произошел не одновременно, а в несколько очередей.

Первый вывал с верха левого берега перекрыл русло и распространился на правый берег.

Все последующие «порции» значительно уступали первой в объемах, обваливаясь, ложились все ближе к левому берегу. Последняя «порция» разместилась довольно высоко на левом берегу. На поверхности завала отчетливо видно, что каждую из «порций» обвалившейся породы окаймляют зоны крупноглыбового материала без мелкообломочного заполнителя, само тело завала состоит из смеси мелкообломочного материала и супесчано-суглинистого заполнителя с редкими крупными обломками.

Таблица 5

Основные данные о завальных озерах

Параметры	Един. изм.	Наименование озер				
		Ихначкуль	Шавуркуль	Каратоко	Копкаташ	Карасу
1	2	3	4	5	6	7
Площадь водосбора	км²	32,4	111	38,7	—	—
Осадки за год	мм	735	662	440	—	—
Температура воздуха:						
среднегодовая	град.	0,9	—2,6	—3,8	—	—
максимальная среднемесячная	»	12	10,4	9,0	—	—
минимальная среднемесячная	»	—14,8	—16,5	—17,6	—	—
Приток к озеру:						
годовой сток	млн. м³	32	110	19,4	320	350
расход среднегодовой	м³/сек	1,0	3,5	0,6	5,0	6,0
расход максимальный, наблюдаемый в 1969 г.	»	4,5	7,7	8	14,0	15,0
максимальный 1% обеспеченности	»	12,6	38,2	19,4	—	—
Отток из озера:						
максимальные наблюдения в 1969 г.	»	8	20	4	8,0	11,0
Мутность:						
притока	гр/м³	3,6 ÷ 88,4	10,3	0,4÷2,82	4÷90	3,5÷12
оттока	»	3,3 ÷ 7,6	5,1	0,1÷1,6	3,5÷12	чистая вода
Озеро:						
колебания горизонта в мае — июне 1969 г.	м	6	7	20	12	16
Объем озера при МГВ в 1969 г.	млн. м³	5,2	5,0	39,4	20,0	270,0
					объем заиленный 70 млн. м³	

Продолжение табл. 5

Параметры	Един. изм.	Наименование озер				
		Ихначкуль	Шавуркуль	Каратоко	Копкаташ	Карасу
1	2	3	4	5	6	7
Площадь озера:	км²	0,29	0,4	0,96	1,1	4,1
глубина максимальная	м	49,8	17,8	94	50,0	150,0
глубина средняя	»	20	12,5	42	19,0	52,0
длина	»	1280	1330	1900	2500	7000
ширина средняя	»	183	297	490	420	600
Завал:						
характер завала		обвал	моренные отложения	моренные отложения	моренные отложения	обвал
длина	м	440	600	700	700	1600
высота	»	65	48	160	140÷180	300
Заложение низового откоса:		1:6	1:3,8	1 : 8	1 : 3	1 : 3
объем	млн. м³	50 0	15,0	96,0	86,0	250,0
состав завала		крупно-глыбовой материал	крупно-глыбовый материал с щебенистым супесчаным заполнителем	крупноглыбовой материал с заполнителем	глыбовый материал с заполнителем	крупноглыбовый известняк местами с заполнителем
Наполнение озера		IV—VI	IV—VIII	III—VIII	VII—VIII	VII—VIII
Сработка фильтрацией через тело завала		VI—XI	VIII—XII	IV—VI	IX—XII	IX—X
Перелив через гребень		эпизодический	небольшими ручейками не каждый год	нет	в летнее время	нет

Завал в центральной части имеет понижение значительной ширины, сложенное из крупноглыбового известнякового материала без мелкого заполнителя. Полный объем завала оценивается в 246 млн. м³, высота 300 м, ширина по гребню колеблется в пределах 30—50 м. Низовой откос имеет заложение 1 : 3, верховой 1 : 3,5.

Наинизшая отметка гребня завала имеет превышение над горизонтом воды в оз. Карасу порядка 35 м.

Вода из озера фильтрует через среднюю часть завала в основном в пределах верхнего слоя озера, глубиной 20—25 м, которая сложена крупноглыбовым материалом без заполнителя.

При осмотре зоны выхода фильтрационного потока на низовом откосе установлено, что раньше зона выхода потока из завала была выше примерно на 2—2,5 м.

Это дает основание полагать, что в полосе движения фильтрационного потока в течение десятилетий происходит промыв завала.

Следов перелива потока через завал обнаружено не было. Это позволяет утверждать, что опорожнение озера происходит только путем фильтрации.

Максимальный наблюденный расход притока к озеру составляет $Q = 19$ м³/сек, оттока — $Q = 11{,}0$ м³/сек. Фильтрационный поток практически полностью свободен от наносов.

Оз. Копкаташ образовалось, по всей видимости, в результате движения громадной морены по левобережному саю, которая, выйдя в долину р. Карасу, перекрыла ее. Завал — древний, озеро в значительной мере занесено наносами.

Высота завала колеблется от 140 до 180 м. Заложение верхового и низового откосов 1 : 3. Объем тела завала оценивается в 86 млн. м³.

Ориентировочный грансостав тела завала:

Диаметр частиц, см	Содержание, %
50 — 1000	15
10 — 50	70
0,1 — 10 и менее	15
$D_{ср} = 30$ см	$\eta = 23$ $K_ф = 8$ см/сек

В отличие от Карасуйского озера в период паводка, вода из озера в нижний бьеф поступает частично переливом через завал, частично фильтрует. Длина озера 2,5 км, средняя ширина 420 м, максимальная глубина 50 м, средняя глубина примерно 19,5 м. Объем воды в озере в июле составляет около 20 млн. м³. По опросу местных жителей к октябрю — ноябрю озеро сильно срабатывается. Сработка идет за счет фильтрации через завал. Озеро сильно заилено. Объем заиления ориентировочно может быть оценен в 70 млн. м³.

С правой стороны пониженной части завала имеется зона перелива шириной около 8 м и глубиной 1,0—1,5 м. Тело

завала ниже гребня, в зоне перелива, сильно деформируется.

Вода по низовому откосу низвергается в виде естественного быстротока с перепадами.

В верхней части завала, на длине примерно 200 м прослеживается свежий размыв тела завала водой, переливаемой через гребень.

Размыв происходит довольно интенсивно и на низовом откосе образуется овраг глубиной 25—30 м, ширина его 30—35 м.

На притоке р. Карасу-левобережное р. Караколь имеется также ряд завалов, незначительных по масштабам. Эти завалы образуют пять озер, из которых наиболее крупными являются Чонколь емкостью 1,5 млн. м³ и Кичиколь до 1,0 млн. м³. Образование озер Чонколь и Кичиколь, очевидно, произошло за счет движения языков морен по имеющимся здесь саям. Материал морен состоит из слабоокатанных и неокатанных обломков горных пород различной крупности с супесчано-суглинистым заполнителем. Вода из этих озер вытекает в основном переливом, фильтрация очень незначительна. Озера существенно заилены.

Оз. Каратоко расположено на территории Киргизской ССР на р. Каратоко, левобережном притоке р. Чаткал. Озеро образовалось вследствие сползания конечной морены левобережного трога в долину р. Каратоко и является одним из крупнейших горных озер в бассейне р. Чирчик.

Высота завала 150 м, объем озера 48 млн. м³, длина 1900 м, ширина 490 м.

По заключению большинства исследователей, озеро никогда не переливается ввиду значительной фильтрации завала. Максимальный горизонт был зарегистрирован в 1969 г. и соответствовал отметке 870,93 м, что было ниже на 8,6 м гребня завала. Незаполненный объем его составил в это время 8,8 млн. м³.

Рельеф местности верховий р. Каратоко высокогорный, сильно расчлененный, отдельные высотные отметки достигают 4162 м. Река Каратоко формируется из трех притоков: два сливаясь, образуют большое озеро, третий — оз. Коккуль.

В пределах долины правого верхнего составляющего озера (Дувансай) имеется около пяти мелких озер, образованных от преграждения русла конусами каменных осыпей.

Левый, безымянный, приток также берет свое начало у снежников и ледников. В устьевой его части расположен мощный завал, за которым расположено озеро с размерами 250 × 180 × 10 м. Выше озера долина безымянного сая перекрыта в нескольких местах конусами осыпей, чередующихся с участками заиленных озер.

Борта озера Каратоко сложены известняками. Правый борт крутой, высокий и обрывистый. Левый — более пологий. Фильтрация в бортах практически исключена. Ширина долины в месте перекрытия составляет 650 м, мощность рыхлообломочно-

го моренного материала превышает 100 м. Крутизна верхового откоса завала от 10° до 40°, низового 20—30°.

Тело завала имеет неоднородное строение. Преобладает крупноглыбовый материал со щебенисто-дресвяно-супесчаным заполнителем.

Коэффициент фильтрации для различных участков колеблется от 4 м/сут до 142 м/сут.

Для участка наиболее мелкообломочного сложения получен следующий грансостав:

Диаметр фракций, см	Содержание, %
0,5	11,4 ÷ 29,2
0,5 ÷ 2	11,5 ÷ 29,7
2 ÷ 20	43,2 ÷ 55,5
20	6,5 ÷ 23,5
$D_{ср} = 15$ см	$\eta = 110$

Этому грансоставу соответствует $K_ф = 10$ м/сут. Озеро наполняется за счет таяния сезонных снегов, снежников и ледников. Уровень воды в озере подвержен незначительным, по сравнению с глубиной, колебаниям. Амплитуда колебания воды в озере не превышает 20 м. Максимального наполнения озеро достигает в июле — августе. Фильтрационный отток из озера составляет около 20 млн. м³.

Максимальный фильтрационный отток из озера составляет 4,0 м³/сек. Выклиниваясь на низовом откосе, фильтрационный поток образовал овраг. Несмотря на большую высоту и длину завала, фильтрационная проницаемость его мала.

В верховьях р. Пскем имеется два горных озера Ихначкуль и Шавуркуль.

Оз. Ихначкуль расположено на территории Узбекистана в верховьях р. Ихначсай, являющегося левобережным притоком р. Пскем. Озеро объемом 5,2 млн. м³ возникло в результате крупного обвала скального склона. При обрушении возник завал объемом 50 млн. м³, высотой 65 м, длиной 440 м. На низовом откосе завала в углублении возникло озеро Ихначкуль-нижнее, заполняющееся за счет фильтрации и перелива из основного озера. Основное озеро наполняется в период с апреля по июль, после чего происходит сработка.

Отток из озера осуществляется тремя путями: фильтрацией в нижнее озеро, переливом воды с левой стороны завала в паводок, а также фильтрацией воды в северной части завала, минуя нижнее озеро.

Озеро частично занесено осажденными наносами реки в виде галечника, гравия и иловатого песка.

Оз. Шавуркуль расположено в верховьях р. Ойгаинг, являющейся левобережной составляющей р. Пскем. Оно образовалось в результате перекрытия долины р. Шавурсай моренным материалом левобережного трога. Объем образовавшегося озера составляет 5 млн. м³ при высоте завала 48 м. Несколько выше оз. Шавуркуль имеется более значительное по размерам завальное озеро, в настоящее время полностью заиленное.

Тело рассматриваемого завала состоит из несортированного, хаотически нагроможденного крупноглыбового материала гранитоидных пород с плотным щебенисто-дресвяно-супесчаным заполнителем. Отсутствие заполнителя с поверхности у правобережного примыкания, видимо, связано с вымывом его во время паводковых переливов воды через гребень завала. Форма глыб различная: призматическая, размером от 1 до 10 м. Гребень и низовой откос завала поросли травянисто-кустарниковой растительностью.

Питается озеро за счет таяния сезонных снегов, многочисленных снежников и ледников бассейна р. Шавурсай. Наполняется озеро в апреле — августе, опорожняется в сентябре — декабре. К концу года в озере остается объем воды около 120 тыс. м³.

Максимальный приток воды в озеро наблюдается в июне — августе, когда месячный объем притока превышает объем озера в несколько раз. Вода из озера фильтрует сквозь тело завала. При максимальном наполнении вода выходит на гребень завала. Большая часть ее, не переливаясь через завал, просачивается через крупнообломочный материал гребня плотины. Низовой откос завала покрыт родниками. Фильтрационные воды вырезали в теле завала три крупных оврага. Основной отток воды из озера осуществляется фильтрационным путем по правобережному оврагу.

Сарезское озеро (Усойский завал) образовалось в феврале 1911 г. в результате преграждения р. Мургаб (Бартанг) гигантским горным обвалом в результате землетрясения.

Высота завала приблизительно 800 м, наибольшая глубина Сарезского озера 500 м. Длина завала по гребню 3,2 км, объем тела завала около 2,2 млрд. м³. Объем воды в озере составляет приблизительно 18 млрд. м³. Эти параметры показывают, что Сарезское озеро является одним из крупнейших озер мира.

Из описания исследователей этого района следует, что р. Мургаб текла в глубоком ущелье, высота бортов которого достигала около 2,5 км. Вот как описывают местность в районе селения Усой, погребенного завалом: спустившись к Мургабу, мы очутились как бы на дне глубокого колодца: небольшая площадь на левом берегу Мургаба окружена с трех сторон очень высокими и почти отвесными утесами, на противоположном берегу высятся почти такие же отвесные круги.

Горные породы в этом районе представляют собой сложное геологическое сооружение, на которое серьезный отпечаток наложили тектонические процессы. В непосредственной близи от завала проходит Пшартский региональный тектонический разлом, от которого отходит большое число мелких оперяющих разломов. В горных породах повсеместно развита тектоническая трещиноватость. Горные породы представлены чередующейся толщей песчаников, сланцев, известняков с интрузиями гранитоидов.

Зона расположения Сарезского озера является наиболее сейсмоактивной частью Памира. Обвал произошел, по-видимому, следующим образом: на правом берегу реки, на крутом склоне, подрезанном в нижней своей части рекой, по тектонической зоне дробления, значительно ослабленной действием воды, произошло отчленение и оползание массива пород на протяжении около 4,5 км по фронту объемом около 2,2 млрд. м^3. Западной своей частью сползший массив перекрыл узкую в этом месте долину и уперся в ее противоположный борт. Восточная часть оползня продвинулась наиболее далеко и засыпала кишлак Усой.

В результате глубокого смещения по криволинейной поверхности в тыловой части образовалась значительная депрессия, а тело завала с наиболее приподнятой центральной частью испытало деформации, в результате которых поверхность осложнена цирками, воронками и ступенчатостью.

В большей своей части тело завала сложено кремнистыми и глинисто-кремнистыми сланцами. Мраморы и доломиты с примесью гипсов занимают узкую полосу в северной части завала; речные гранитные валуны разбросаны среди сланцев вдоль южного края завала; брекчии из обломков кремнистых сланцев и других пород имеются в нижней части завала.

В настоящее время на теле завала наблюдаются следы оползневых подвижек в виде трещин, вытянутых понижений, стенок и бортов срыва.

Значительная часть депрессии впоследствии была заполнена селевыми отложениями, поступавшими с восточной стороны стенки отрыва.

Наиболее пониженной частью завала является его северная часть, имеющая отметки порядка 3272 м, всего на 50—60 м выше переменного уровня озера.

Возвышающаяся над озером и над руслом Мургаба (Бартанга) часть завала, представляет собой нагромождение глыб кремнистых и глинистых сланцев. Наивысшая отметка 3464 м (на 244 м выше уровня озера) и южной своей, более широкой частью, примыкает к коренному левому берегу долины. Вдоль северного края завала имеются нагромождения обломков доломитов, мраморов, гипса. Эти породы сравнительно легко выветриваются и рассыпаются.

Западная низовая часть завала сложена более мелким обломочным материалом по сравнению с основной грядой завала. Горный склон правого берега долины, на котором произошел оползень, очень крутой. Прямо против завала в этом склоне имеется глубокая впадина. Очевидно в этом месте произошел вывал ядра синклинами, образовавшего завал.

Эта часть правого склона сложена из доломитизированных мраморов и гипсов мощностью до 1500 м. Выше над этой толщей в кремнистых сланцах и известняках высотою более 5000 м расположены рядом два глубоко вдающихся в склон кара, на дне которых под оболочным материалом лежат ледники, языки их обнажены наверху отвесной стеной.

Значительная часть обвала заполнила конус выноса р. Шадаура и легла на высокие террасы левого берега Мургаба. Эти террасы, являясь также и левым берегом р. Шадаура, служат, по-видимому надежным упором для части завала, расположенной перед ними. Завал в целом как бы заклинен в узком ущелье Мургаба. Эти высокие террасы, очевидно, являются водоупором; только этим можно объяснить высокое положение на теле завала многочисленных выходов воды из откоса завала на высотах, мало отличающихся друг от друга. Нижняя половина завала, заполнившая узкое и глубокое ущелье Мургаба, по-видимому, сильно уплотнена и заилена, а следовательно, мало водопроницаема.

В период с 1911 по 1913 гг. выходов воды с низовой стороны завала не было обнаружено, хотя глубина озера уже достигала 279 м и длина озера была около 28 км. В апреле 1914 г. на низовом откосе завала были обнаружены маленькие озерки.

В 1915 г. расход воды через завал составлял около 2 м³/сек. Уровень воды в озере повысился на 73 м, а глубина увеличилась до 352 м.

С 1914 г. интенсивность роста уровней озера замедлилась и в течение последующих 12 лет составляла в среднем 10,5 м в год. Последующие 20 лет среднее ежегодное повышение уровней уже не превышало 1,2 м и в 1946 г. глубина озера достигла 500 м. Наибольший суточный прирост уровня равнялся 26 м.

Относительная стабилизация в колебаниях уровня озера произошла между 1934 и 1946 гг., спустя 25—35 лет после образования завала.

Вода поступает в тело завала по всему фронту с различной интенсивностью.

В настоящее время отток из озера происходит двумя путями:

а) в виде отдельных потоков, формирующихся внутри тела завала и движущихся в нем с большими скоростями до 2,68 м/сек в основном в толще верхней части завала, сложенной из крупного обломочного материала; б) в форме фильтрационных токов через нижнюю уплотненную часть завала, дающих лишь часть общего расхода.

По мере увеличения напора на завале появлялись все новые и новые выходы воды за счет разрушения, размыва и выноса наиболее слабых грунтов пониженной части низового откоса завала (мелкозем, мелкие камни, селевые выносы). Голова первоначального каньона, находившаяся на расстоянии 3,8 км от уреза озера, к 1956 г. переместилась вверх на 2,3 км, образовав на дне глубокого каньона современное русло реки. Продвижение головы каньона вверх опасности не представляет; его последствием может быть понижение уровня озера.

Межведомственной комиссией, осмотревшей завал в 1968 г., было сделано следующее заключение:

1. Колебания уровня озера и расходов фильтрационных потоков выходящих из завала, за последние годы стабилизировались, а продвижение головы каньона в сторону озера через тело завала практически прекратилось.

2. Обследование берегов озера показало, что возможны обвалы склонов в объемах, превышающих объем Усойского завала. В результате такого завала может повыситься горизонт воды в озере на 50—60 м до уровня отметок гребня завала.

3. Для полной гарантии устойчивости завала при повторных обвалах в озеро должны быть выполнены работы по дополнительному выпуску воды из озера, обеспечивающему снижение горизонтов воды в нем на 100—150 м (возможна ГЭС мощностью до 800 тыс. квт.)

в) Фильтрующие плотины на горных реках (Шамси, Аламедин и Басмандысай)

Каменные завальные плотины, возводимые путем направленного взрыва, созданы на горных р. Шамси и Аламедин, максимальные расходы которых составляют соответственно 48 м³/сек и 56 м³/сек.

Характеристика каньона в створах плотин и чаши водохранилища представлена в табл. 6

Таблица 6

Характеристика каньона и чаши водохранилища

Название рек	Горные породы, слагающие каньон	Каньон				Чаша водохранилища	
		Длина, м	Ширина по дну, м	Ширина по верху, м	Крутизна склонов, градусы	Длина, м	Ширина, м
Аламедин	трещиноватые порфириты	200	10—20	100—120	45—90	450	50—200
Шамси	трещиноватые граниты с включениями известняка и песчаника	200	6—10	30—50	50—85	500	50—150

Основные параметры плотин приведены в специальной табл. 7.

Строительство Аламединской плотины было осуществлено путем направленного взрыва левого борта. Геометрический профиль плотины после взрыва удовлетворительно отвечал расчетным данным. Однако крупность полученного материала оказалась значительно меньше проектной и разнородной. Для повышения устойчивости низового откоса был произведен второй взрыв.

В связи с сильной дробленностью и большой неоднородностью материала тела плотины, ее фильтрационная способность оказалась примерно в четыре раза меньше расчетной.
В связи с этим перелив через гребень плотины начался уже при $Q = 10 \div 12$ м³/сек.

В результате прохождения расхода $Q = 18$ м³/сек верхняя половина плотины была смыта, благодаря чему заложение низового откоса увеличилось до 1 : 14. Это положение низового откоса явилось устойчивым, а плотина как подпорное фильтрующее сооружение практически перестала существовать.

Плотина-завал на р. Шамси была построена в январе 1960 г. путем одновременного взрыва обоих бортов ущелья. Ориентировочное значение пористости $n = 0{,}3$ было определено непосредственно после взрыва путем сопоставления объема плотины и результата тахеометрической съемки бортов ущелья до и после взрыва.

К сожалению, шурфование не было проведено.

Учитывая опыт Аламединской плотины, низовой откос плотины на р. Шамси был укреплен отмосткой из камня со средним диаметром 0,5—1 м и уположен за счет снижения высоты плотины на 7 м. При максимальном подпертом горизонте воды фильтрационная способность плотины составляет 5 м³/сек.

Укрепительные работы по низовому откосу оказались недостаточными, вследствие чего произошел частичный размыв. В дальнейшем укрепительные работы были продолжены и низовой откос выполнен из камня $D = 1 \div 1{,}5$ м.

Верховой откос в процессе эксплуатации плотины частично закольматировался взвешенными наносами крупностью менее 0,05 мм.

Наиболее ярко кольматаж выражен в центральной части плотины. В береговых примыканиях, выполненных из наиболее однородной и крупной наброски, кольматаж отсутствует. В результате кольматации центральной части плотины фильтрационная способность ее при максимальном напоре уменьшилась на 15%. Измерение скоростей фильтрации показало, что тело завала, в отличие от верхового откоса, до настоящего времени кольматации не подвергается.

Таким образом, изучение ряда естественных завалов и сооруженных взрывов плотин на горных реках показало принципиальную возможность осветления воды в реке от наносов с

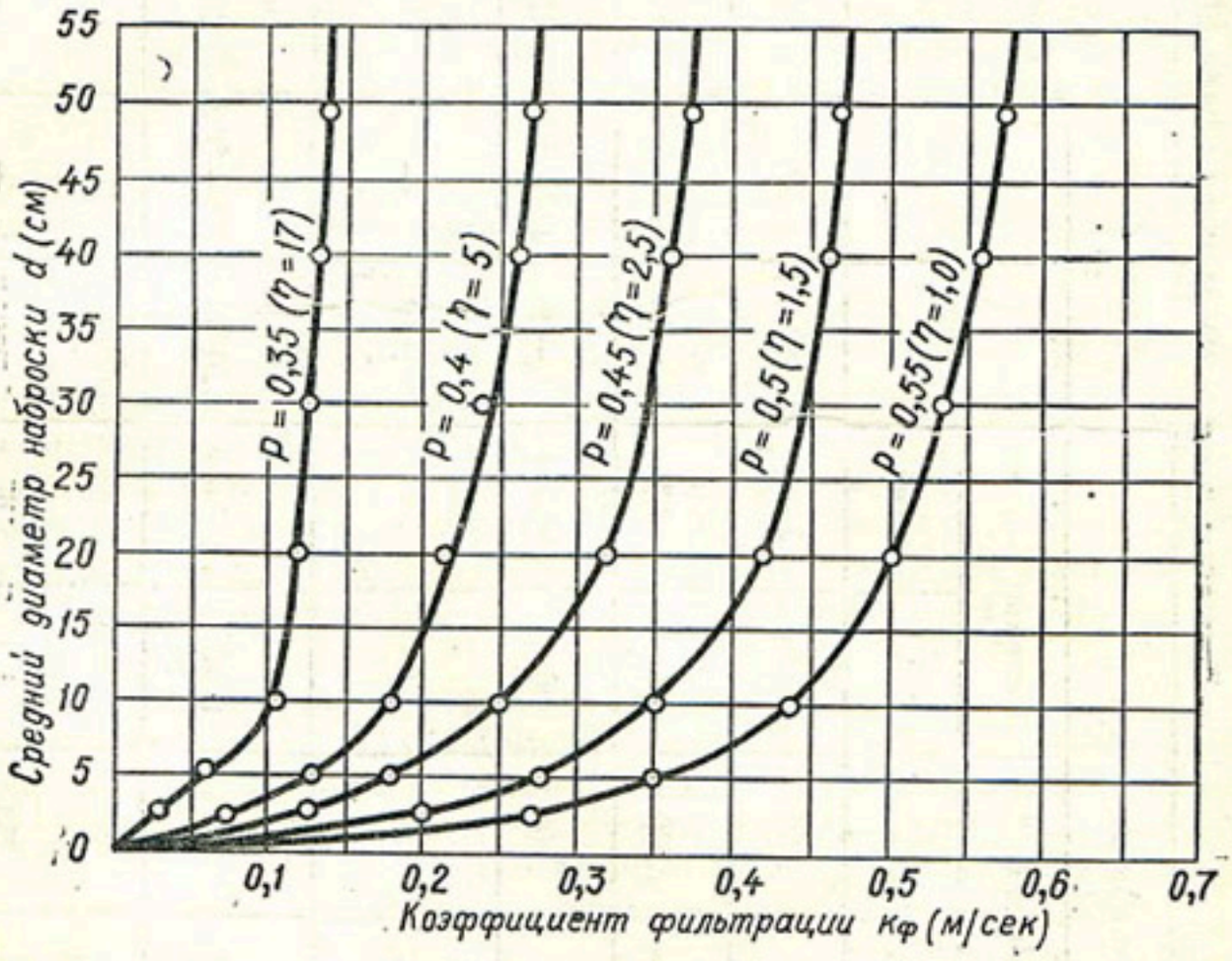
Таблица 7

Проектные и натурные размеры плотин Шамси и Аламедин

Название рек	Данные		Размеры плотины, м					Крупность камней, см		объем, тыс. м³	Пористость	Коэффициент фильтрации, м/сек.
			Высота, м	Ширина		Заложение откосов		Средняя	Максимальная			
				по гребню	по основанию	верхового	низового					
Аламедин	Проектные		20	5	150	1,5	2—4	50	100	60	0,35	
	натурные	первый взрыв	20	6—8	250	6	3,5	6—30	200—300	100	—	6—9
		второй взрыв	21	6—8	280	6	1,6—4	6—30	200—300	115	—	2—3
Шамси	Проектные		15	50	226	2	10	50—100	—	35	—	—
	натурные	после взрыва	26	5—10	250	2—3	2,5—6	20—40	200—300	60	0,3	7—9
		после переустройства	19	70	250	1,5	6	—	—	—	—	—

помощью фильтрующих плотин при наличии природной емкости под наносохранилище. Вместе с тем очевидна необходимость подбора соответствующего предъявляемым требованиям грансостава тела плотины, обеспечивающего незаиляемость верхового откоса плотины во время прохождения паводковых расходов и отсутствие выноса вредных фракций наносов по порам каменной наброски.

В связи с изложенным, интерес представляет собой наброска из сортированного камня крупных размеров с незначительным



Р и с. 29. График зависимости коэффициента фильтрации от грансостава каменной наброски.

коэффициентом разнородности. Специальных механизмов для уплотнения таких сооружений не существует и уплотнение их тела будет происходить в основном под действием собственного веса. В качестве материала могут быть использованы морозоустойчивые разновидности как изверженных, так и осадочных пород, удельный вес которых существенно различен.

Поэтому наиболее объективным критерием при оценке фильтрационных характеристик следует признать пористость наброски при определенном среднем диаметре отдельных камней и коэффициенте разнородности.

В этом направлении были проанализированы результаты многочисленных полевых и лабораторных испытаний фильтрационных свойств крупнообломочных грунтов и построен график, изображенный на рис. 29. Этот график может быть рекомендо-

ван для предварительных определений коэффициента фильтрации в зависимости от диаметра частиц, коэффициента разнородности и пористости материала, параметры которых представляют практический интерес.

Экономическая эффективность создания русловых наносохранилищ с помощью фильтрующих плотин становится очевидная из рассмотрения проекта сооружения фильтрующей плотины на р. Басмандысай, составленного Средазгипроводхлопком. Водозабор меженных расходов составляет 100%. Согласно проекту, с помощью фильтрующей каменно-набросной плотины высотой около 20 м (рис. 30), создается русловое наносохранилище емкостью 5 млн. м³, что обеспечивает полное задержание дон-

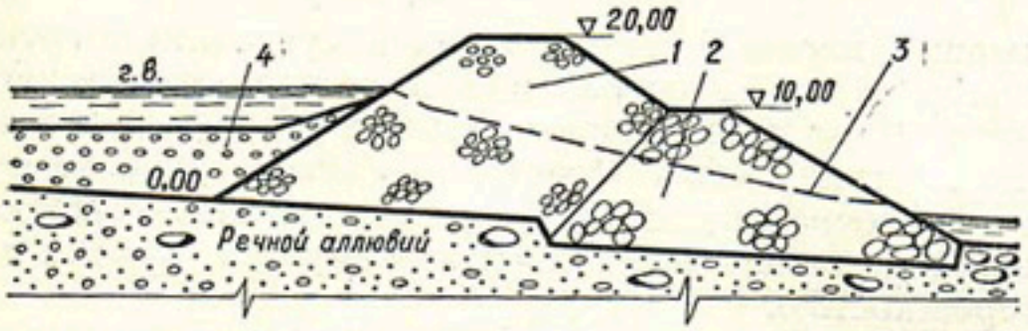


Рис. 30. Фильтрующая плотина на р. Басмандысай.

1 — каменная наброска средней крупности; *2* — упорная призма из камня $d = 0{,}5—1{,}0$ м; *3* — кривая депрессии; *4* — задержанные речные наносы.

ных и части взвешенных наносов в течение 100 лет. Помимо осветления воды в наносохранилище аккумулируется часть ливневых расходов, что помогает увеличить период максимального водозабора в маловодном районе. Сопоставление этого варианта с осветлением воды в отстойниках периодического промыва показало его преимущества: а) увеличение использования стока реки на 25%; б) полное осветление воды без участия эксплуатационного персонала; в) окупаемость затрат на строительство объекта составляет 2,5 года.

Таким образом, при высоких процентах водозабора на горных реках и наличии емкости под русловое наносохранилище наиболее эффективным способом борьбы с наносами является создание фильтрующих плотин из каменной наброски; в качестве метода производства работ целесообразна отсыпка каменного материала, а не направленный взрыв; ориентировочный грансостав тела плотины может быть выбран с помощью графика приведенного на рис. 29.

ЗЕМЛЯНЫЕ ПЛОТИНЫ

§ 1. НАМЫВНЫЕ ПЛОТИНЫ

а) Общие данные и расчет устойчивости

Намывные плотины из песчаных и супесчаных грунтов получили широкое распространение в составе комбинированных гидроузлов (бетонные водопропускные сооружения и глухая земляная плотина) как в Советском Союзе, так и за рубежом. Однако многочисленные аварии водонасыщенных песчаных сооружений заставили относиться к этому типу плотин с известной осторожностью.

В некоторых случаях аварийные явления по своим масштабам приобрели катастрофический характер. Широкую известность приобрела катастрофическая авария на плотине Форт Пек, происшедшая в США в 1936 г. По описанию очевидцев, уровень прудка-отстойника стал понижаться сначала медленно, а затем быстрее; приблизительно в это время были замечены трещины на внутреннем откосе верховой боковой призмы в 9 м ниже ее гребня. Части призмы, ближайшие к прудку-отстойнику, стали оползать, погружаясь под все опускающийся уровень прудка. Основная масса же грунта верховой боковой призмы на длине 519 м сползла в сторону водохранилища почти как одно целое; максимальное расстояние движения грунта составило 336 м. Прудок-отстойник вытек через образовавшийся прорыв. 34 человека, находившиеся на территории, охваченной оползнем, были снесены вниз и 8 погибли.

Первопричиной аварии явилась недостаточная устойчивость на сдвиг глинистых сланцев в основании верхового откоса плотины. Сдвиг водонасыщенных песчаных масс привел к полной потере ими устойчивости и разжижению. В результате верховой откос сооружения фактически расплылся.

Известна также авария плотины Александер на Гавайских островах. Плотина намывного типа с ядром высотой 38,1 м расположена в узком каньоне с водонепроницаемыми склонами. В основании верхового и низового откоса устроены каменные упорные призмы. Под ядром заложен бетонный зуб. Заложение верхового откоса 1 : 3, низового 1 : 2. Грунт карьера содержал 30% частиц мельче 0,005 мм. Разрушение плотины произошло неожиданно, приблизительно в течение полминуты. Когда вы-

сота плотины достигла 23 м, низовой откос над каменной призмой вспучился, пришел в движение и спустился вниз в виде потока жидкой грязи. Оползло около 200 тыс. м³ из общего количества 344 тыс. м³, намытых в плотину к моменту оползня.

Весьма крупное обрушение берегового уступа высотой 180 м имело место в Новой Зеландии при землетрясении в 1931 г. Продукты обрушения, представленные песком и гравием, были перемещены при этом на расстояние до 700 м, что было связано с переходом их в разжиженное состояние.

В 1874 г. в Голландии произошел оползень, охвативший около 2 млн. м³ песка, залегавшего с откосом порядка 15°. Песчаные массы оказались при этом отброшенными в глубь моря на 180 м от береговой линии. Оползень был вызван фильтрационным давлением грунтовых вод во время очень низкого по уровню отлива, наступившего вслед за исключительно высоким весенним приливом. Пришедшие в движение песчаные массы залегли под водой под углом откоса в 5°.

Оползень песчаного откоса в результате землетрясения был отмечен в 1929 г. на побережье Нью-Фаундленда.

Ученый К. Терцаги видит основную причину возможного нарушения устойчивости затопленных песчаных масс в самых разнообразных формах динамического воздействия на них — землетрясения, взрывы, гидродинамическое давление и т. д.

Так, на верховой песчаной призме плотины Свирьстроя в результате воздействия близкого взрыва произошел оползень. На другом берегу произошло несколько оползней верхового откоса песчаной дамбы в результате волнения в водохранилище и ударов плавающих льдин. Такой же случай произошел при возведении плотины Каховской ГЭС. Здесь причиной оползня явился удар по затопленному откосу маневрировавшего в реке катера.

В книге К. Терцаги и Р. Пек «Механика грунтов в инженерной практике» по поводу намывных плотин имеется следующее высказывание: «Уверенность в надежности этого экономичного метода строительства плотин была несколько поколеблена довольно частыми катастрофами... Если внешние части состоят из песка с небольшим количеством крупного материала, то должна приниматься во внимание опасность разжижения, аналогично растеканию откосов рыхлого естественного песка».

Не менее интересны высказывания в книге «Вопросы устойчивости грунтов» (Париж, 1956 г.).

В ней отмечается: «При намыве обычно не обращается внимание на достигаемую плотность укладки песка в тело сооружения. Вместе с тем недостаточная плотность песка сообщает ему малую устойчивость... В силу этого при расчетах устойчивости подобных сооружений принимается, что песчаные призмы отнюдь не отвечают идеальным условиям по восприятию касательных напряжений... Намыв, который представляет собой

весьма древний способ возведения земляных сооружений, явился причиной многих ограничений за счет недостатков, присущих этому методу. Вследствие этого метод намыва песчаных сооружений в настоящее время в строительной практике почти не применяется, а если используется, то лишь для сооружений высотой ниже 25 м».

Такие требования и ограничения мало обоснованы и вызваны лишь недостаточным развитием теории вопроса.

В Средней Азии, являющейся высокосейсмичной зоной, построен и испытан во времени целый ряд намывных плотин.

Однако для обеспечения устойчивости плотины при проектировании и возведении сооружений необходимо:

а) выбирать песчаные материалы, наиболее полно удовлетворяющие условиям динамической работы сооружения; б) устанавливать потребную плотность песка в теле сооружения, исходя из требования обеспечения динамической устойчивости сооружения; в) производить соответствующие динамические расчеты с целью установления необходимости и характера дополнительных конструктивных и производственных мероприятий.

Практика показала, что устойчивость песчаных намывных сооружений, помимо плотности слагающего их песка, зависит от иных его свойств и, в частности, от однородности и степени окатанности зерен песка, а также конструкции самого сооружения.

При этом условии возникает необходимость расчета таких откосов методами, способными отразить сущность происходящих явлений.

Учитывая, что угол φ для чистого песка даже при самом рыхлом его сложении обычно не опускается ниже своего значения 25°, следует признать устойчивость песчаных откосов заложением положе 1 : 2 полностью обеспеченной. Вместе с тем практика показала, что при заложении откосов даже 1 : 5 нет необходимости гарантии в их устойчивости.

Для оценки условий возможного нарушения устойчивости водонасыщенных песков под динамическим воздействием большой известностью за рубежом пользуется так называемая теория критической пористости песков, предложенная А. Казагранде. Согласно этой теории устойчивость толщи песка с пористостью n_{coop} ниже критической пористости $n_{кр}$ обеспечивается во всех случаях в полной мере. При пористости песка n_{coop} в сооружении или в его основании более высокой, чем критическое для него значение, устойчивость сооружения должна быть признана недостаточной и необеспеченной.

Теория критической пористости подкупает своей исключительной принципиальной простотой.

Однако в этом же заключается и ее основной недостаток, связанный с недоучетом в теории ряда важных факторов, в первую очередь интенсивности динамического воздействия на водо-

насыщенную песчаную массу. Более полной в этом смысле является фильтрационная теория динамической устойчивости водонасыщенных песков, предложенная проф. Н. Н. Масловым.

Сущность фильтрационной теории заключается в том, что при достаточной интенсивности сотрясения, всякий песок уплотняется, причем в тем большей степени, чем меньше он плотен и чем выше интенсивность этого сотрясения.

При достаточной плотности песка и малой интенсивности динамического воздействия, дальнейшее уплотнение песка может полностью исключаться. Дополнительное уплотнение водонасыщенного песка при порах, заполненных водой, возможно лишь при отходе из песка воды, избыточной для нового его состояния плотности.

При наличии в основании песчаной толщи водоупора отход избыточной воды в условиях одномерной задачи возможен лишь к поверхности толщи. В толще песка, испытывающего сотрясения, возникает восходящий фильтрационный поток с градиентом I_z, различным для разных по глубине от поверхности горизонтов. Это возможно при возникновении в поровой воде избыточного (динамического) напора hZ, а также различного для разных горизонтов и изменяющегося от своего максимального значения в основании песчаной толщи ($Z = H$) до нуля на открытой поверхности при $Z = 0$.

В откосах земляных сооружений сопротивляемость водонасыщенной песчаной массы сдвигу в динамических условиях $S_{Z\text{дин}}$ в уровне Z от поверхности толщи описывается известным выражением

$$S_{Z\text{дин}} = (P - \Delta_в \cdot h_Z) \operatorname{tg} \varphi_п$$

В данном случае нагрузка $P_{пр}$ в уровне Z обусловливается весом перекрывающей толщи, т. е.

$P = P_{пр} = \gamma_в \cdot Z$. Тогда $S_{Z\text{дин}} = (\gamma_в Z - \Delta_в h_Z) \cdot \operatorname{tg} \varphi_п$

Для основания сооружения на глубине Z под подошвой сооружения будем иметь:

$$[(S_{Z\text{дин}} = [(P_Z + \gamma_в \cdot Z) - \Delta_в \cdot h_Z] \cdot \operatorname{tg} \varphi_п,$$

где $\gamma_в$ — объемный вес песка в воде;

P_Z — вертикальное сжимающее напряжение от веса сооружения на глубине Z.

В основу этих выражений положено утверждение, что при динамических воздействиях с интенсивностью, имеющей практическое значение, угол внутреннего трения песка остается без изменения ($\varphi = \text{const}$).

Очевидно, что возникновение в песчаной толще при ее сотрясении динамического напора h_z ведет к снижению сопротивляемости песка сдвигу в тем большей степени, чем выше величина h_z.

При $\gamma_в \cdot Z + P_z = \Delta_в \cdot h_z$ силы внутреннего трения в песке становятся равными нулю, и песок переходит в разжиженное состояние.

При этом условии песок не может нести никакой нагрузки, а любой, даже самый пологий откос, способен оплывать.

Нарушение устойчивости откосов земляных сооружений вполне возможно также в условиях, далеких от полного разжижения песка, т. е. при частичном взвешивании зерен песка и частичном ослаблении сил сопротивления трению в песчаной толще. Решающим условием здесь будет величина соотношения действующих в толще касательных (сдвигающих) напряжений τ и отвечающей данному динамическому режиму сопротивляемости песка сдвигу $S_{дин}$, т. е. величина коэффициента запаса устойчивости, характерная для данного сооружения.

Таким образом, решение задачи об устойчивости песчаных масс при динамических на них воздействиях вполне возможно и при использовании в расчетах $S_{дин}$, отвечающего данному случаю. Необходимо либо учитывать в расчетах сооружений h_z, либо сводить его теми или иными мерами к нулю ($S_{дин} = S_{ст}$). В этом случае расчеты по оценке устойчивости песчаных масс выполняются обычным способом.

Последнее условие обеспечивается в том случае, если интенсивность динамического воздействия, оцениваемая по ускорению α, будет ниже некоторого критического для данных условий значения ускорения $\alpha_{кр}$.

Под критическим ускорением $\alpha_{кр}$ подразумевается такое ускорение колебательного движения, ниже которого не происходит дальнейшее уплотнение песка. Очевидно, что при $\alpha < \alpha_{кр}$ напор h_z во всех случаях равен нулю и $S_{дин} = S_{ст}$.

Ускорения α и $\alpha_{кр}$ должны строго соответствовать заданным значениям амплитуды A и частоты колебаний.

Величина $\alpha_{кр}$ различна для разных песков (влияние гранулометрического и минералогического состава, степени окатанности зерен и т. д.) и в значительной степени зависит от плотности песка.

Критическое ускорение $\alpha_{кр}$ возрастает с увеличением воздействующего на песок нормального напряжения (нагрузки) P. Благотворное влияние внешней по отношению к песчаной массе нагрузки (пригрузка откоса динамически инертным материалом) при динамическом воздействии является бесспорной во всех случаях.

Обеспечение динамической устойчивости рассматриваемых сооружений связывается с требованием, чтобы ни в одной части сооружения расчетная величина воздействующего на него ускорения не превосходила критического значения ускорения, которое отвечает условиям заданного динамического режима, характеризующего предназначенный к использованию песок.

Основой обеспечения динамической устойчивости рассматри-

ваемых сооружений является надлежащий подбор для возведения сооружения песков с повышенными динамическими качествами.

Величина критического ускорения, используемого для оценки динамической устойчивости затопленных песчаных откосов, подлежит установлению в каждом конкретном случае применительно к пескам, намеченным к употреблению.

Учитывая зависимость критического ускорения от величины пригрузки, расчетные значения $\alpha_{кр}$, используемые для оценки сейсмической устойчивости тех или иных частей сооружения, должны отвечать условиям работы песка применительно к воспринимаемой им нагрузке.

В целях усиления сооружения с выявленной недостаточной устойчивостью, должен быть прежде всего рассмотрен вопрос об использовании песков других карьеров, характеризуемых повышенной динамической устойчивостью.

При невозможности использования для возведения плотины песков с повышенной динамической устойчивостью необходимо назначить толщину пригрузки откоса сейсмически инертными материалами (камень, галька, щебень и т. д.). Расчетная толщина такого покрытия определяется исходя из необходимой величины пригрузки P_0, потребной для соблюдения зависимости $\alpha_{кр} = f(n, P_0) < \alpha_{расч}$.

Принимая во внимание вышеизложенное, в Средней Азии в условиях довольно высокой сейсмичности были возведены намывным способом три крупные плотины: Кайраккумская, Чардаринская и Головная.

б) Плотина Кайраккумского гидроузла

Кайраккумское водохранилище, имеющее ирригационно-энергетическое назначение, расположено на р. Сырдарье. Чаша водохранилища ассиметрична. Для ликвидации мелководий из-за топографических недостатков чаши отметка НПГ была увеличена.

Максимальный расход р. Сырдарьи в створе гидроузла составляет 5000 м³/сек, минимальный — 90 м³/сек.

В состав Кайраккумского гидроузла входят глухая намывная плотина из песка и водосливная плотина в ГЭС при размещении оборудования ГЭС в теле плотины с максимальным напором 24,5 м.

На первом этапе работы водохранилища было предусмотрено развитие орошения на 300 тыс. га, на втором этапе Кайраккумское водохранилище совместно с Чардаринским, позволит дополнительно оросить 900 тыс. га.

Гидроузел по классу капитальности является сооружением первого класса.

Участок расположения основных сооружений Кайраккумского гидроузла в геологическом отношении представляет весьма

пеструю и сложную картину. Русло р. Сырдарьи в створе гидроузла сложено переслаивающейся толщей песков, различных глин, алевритов и алевролитов, залегающих под углом 16—20° к горизонту.

Бетонные сооружения располагаются как на песках, так и на глинах.

На участке створа в пределах основания земляной плотины распространены коренные породы, прикрытые сверху толщей аллювия, мощностью до 7 м. Коренные породы в русловой части земляной плотины представлены переслаивающейся толщей песков, брекчированной глины, алевритов, алевролитов, песчанистых глин и песчаников. На береговом участке земляной плотины наибольшее распространение имеют пески, переслаивающиеся алевролитами.

Разнородность основания обусловливает неравномерность осадок сооружений, в особенности бетонных, во времени.

Бетонная водосливная плотина, совмещенная с ГЭС, имеет 6 пролетов, по числу турбин. Длина каждого пролета 12,0 м. Общий водосливной фронт составляет 72,0 м. Со стороны берега к водосливной плотине примыкает корпус управления.

Шесть пролетов длиной 12,0 м каждый и 5 бычков по 5 м толщиной создают водобой шириной 97 м. Ширина и заглубление водобоя приняты по условиям получения затопленного поверхностного режима на нем.

Для защиты сооружения от размыва предусмотрена 80 м рисберма с глубоким зубом.

С правой стороны к водосливной бетонной плотине примыкает глухая земляная плотина.

Сопоставление нескольких вариантов земляной плотины, различных по конструкции и способу укладки грунта, показало ряд преимуществ намывной плотины: экономичность, меньшая потребность в механизмах, более высокие темпы возведения и т. д.

В непосредственной близости от плотины были обнаружены и исследованы русловой и правобережный карьеры песков. Средневзвешенный механический состав песков, подсчитанный для обоих месторождений, оказался близким к расчетному по проекту.

Расчетный гранулометрический состав был принят с отмывом 20% мелких фракций карьерного грунта.

Земляная плотина имеет длину по гребню около 1100 м. Из них — 400 м представляют собою русловую часть, остальные 700 м — береговую.

Основанием плотины служат коренные породы.

Кайраккумская плотина расположена в сейсмическом районе с предполагаемой интенсивностью землетрясений до 7 баллов.

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

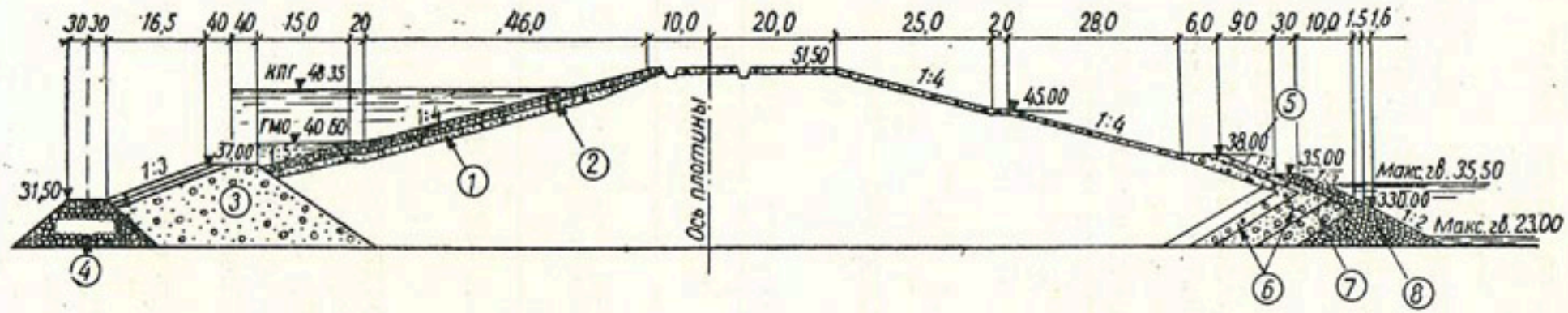
Участки плотины	Коэффициент фильтрации, м/сутки		Объемный вес скелета, г/см³	
	Центральная часть	Боковые призмы	Центральная часть	Боковые призмы
Русловой	11—12	12—14	1,5—1,51	1,53
Правобережный	8	11	1,48—1,49	1,49—1,5

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.



Р и с. 31. Поперечный разрез по русловому участку земляной плотины Кайраккумского гидроузла.

1 — шагал $t = 0{,}70$ м; *2* — рваный камень $d = 35$—48 см, $t = 1{,}40$ м; *3* — верховая упорная призма (из шагала); *4* — верховой каменный банкет; *5* — наслонный фильтр; *6* — двуслойный фильтр; *7* — отсыпка из отходов гравийного завода, $d = 20$ — 100 мм; *8* — низовой каменный банкет.

Низовой откос имеет постоянное заложение $m = 4$ до наслонного фильтра. Заложение откоса с наслонным фильтром до каменной призмы $m = 3{,}0$.

Каменная призма в нижнем бьефе возводилась на полутораметровой 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. м^3 и полезным 4,7 млрд. м^3, 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 слагается 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 намытых 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, намытый на озерном участке плотины, в действительности характеризуется средневзвешенными значениями

объемного веса скелета 1,55 ÷ 1,58 т/м³, а на левобережном участке плотины, который возводился из грунтов пойменных карьеров, средневзвешенный объемный вес песка составил 1,45 ÷ 1,47 т/м³.

Следовательно, при намыве эоловый песок укладывался плотнее проектного, а пойменный — более рыхло.

Средние значения коэффициента фильтрации эолового песка колеблятся в пределах 2,5 ÷ 3,8 м/сут, пойменных — 4,1 ÷ 6,7 м/сут. Карьерная плотность пойменных песков составляла 1,57 ÷ 1,64 т/м³.

В районе возведения плотины возможны землетрясения 7—8 баллов.

Сейсмичность района строительства и невысокая плотность сложения песков, намытых 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—1,44 т/м³ 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 ÷ 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 намытых 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 т/м³ при наличии пригрузки равной 0,2 кг/см² 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 трапецоидального 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 свежеуложенный 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.

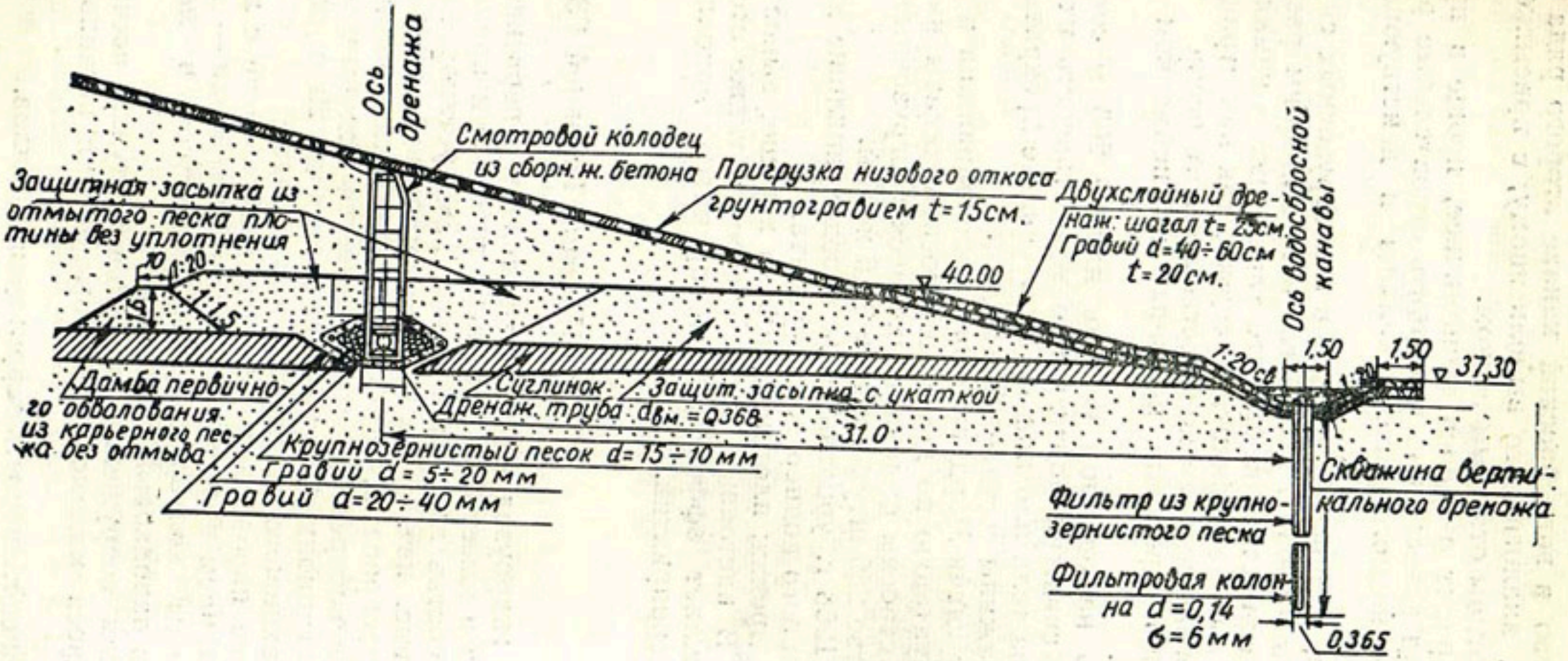
При повторном наполнении водохранилища, начатом в сентябре 1965 г., выход фильтрационного потока в водосбросную канаву привел к возникновению оползней на откосах и образованию грифонов с выносом песка основания, особенно на участках канавы, неукрепленных обратным фильтром.

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 кольматация 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.



Р и с. 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.

Нарастание 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, переслаивающиеся 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

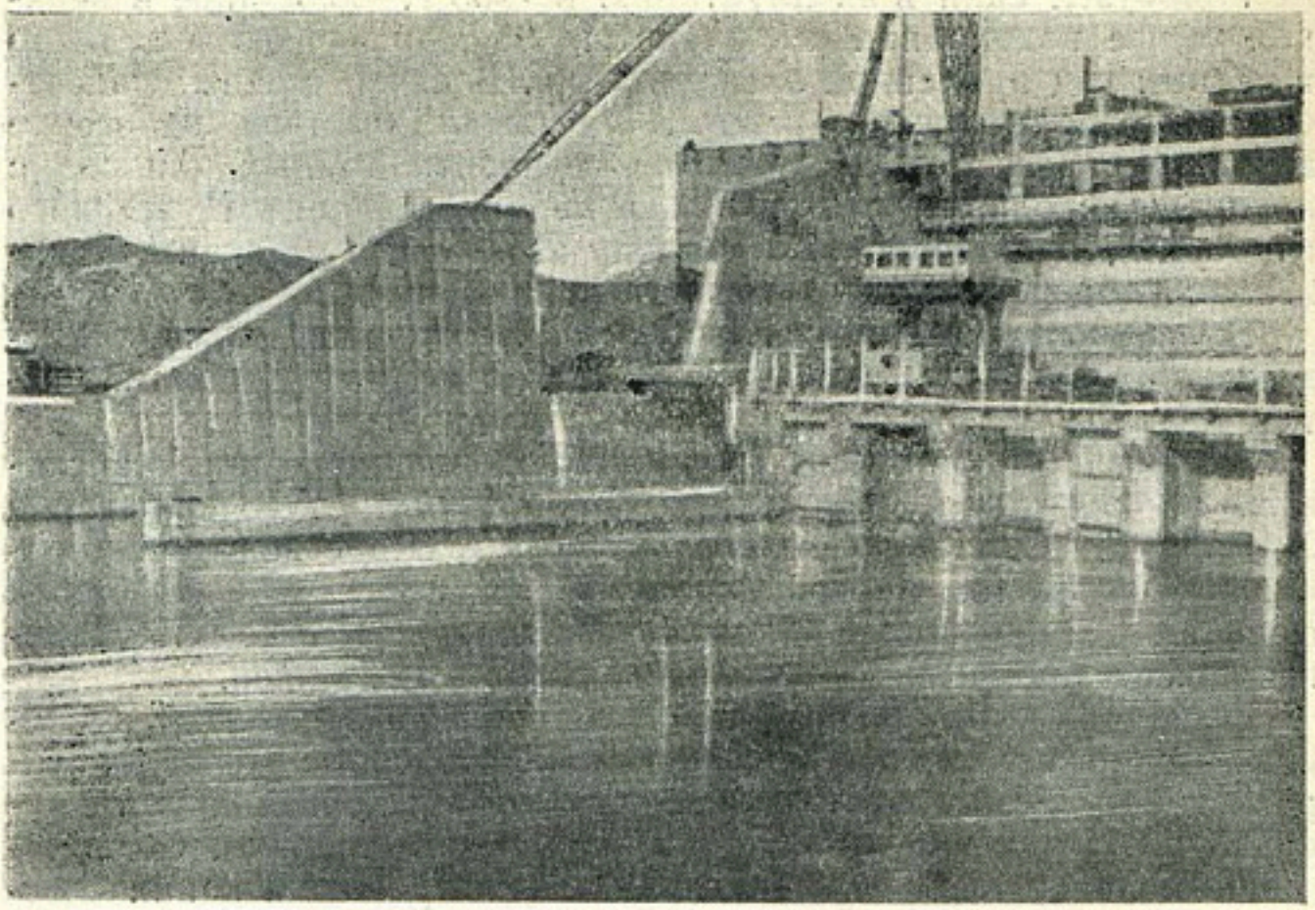


Рис. 33. Головная ГЭС на р. Вахше.
Вид на низовую правобережную стенку, выполненную с применением армопанелей.

(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 противофильтрационную 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 внутренного трения $\operatorname{tg} \varphi = 4°$, 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.

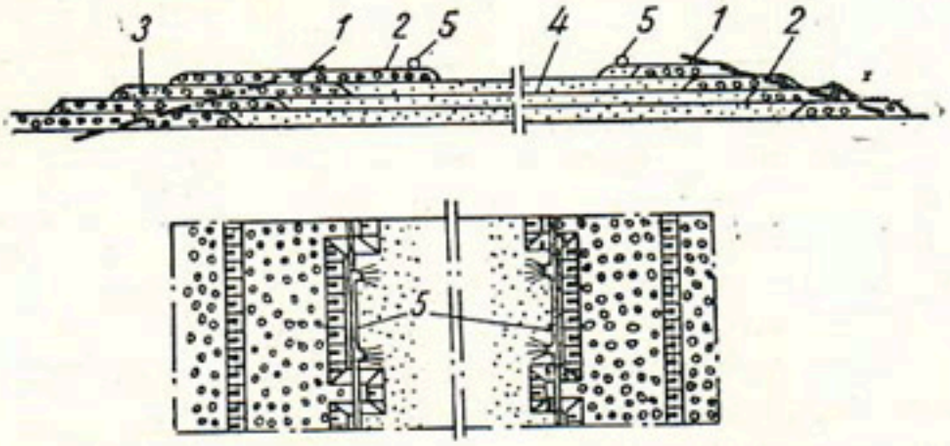
Исследование гранулометрического состава намытого грунта в шурфах свидетельствует о раскладке его по зонам: боковая зона состояла из мелкозернистого песка; центральная зона — из прослоек тонкозернистого песка и ила.

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 т/м³ (при надводном 1,55 т/м³).

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-

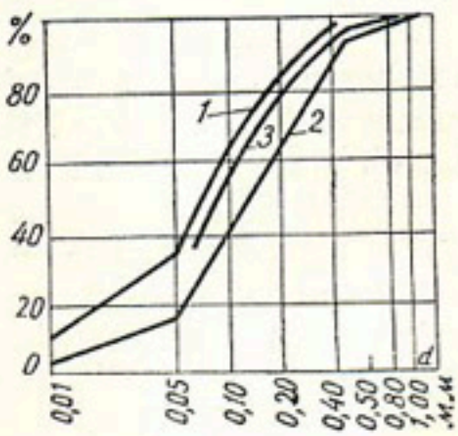


Р и с. 34. Технологическая схема намыва мелкого супесчаного грунта в плотину головной ГЭС.

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* — намытый 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 намытого 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 намытых 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. Отмыв 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 алевритами (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.

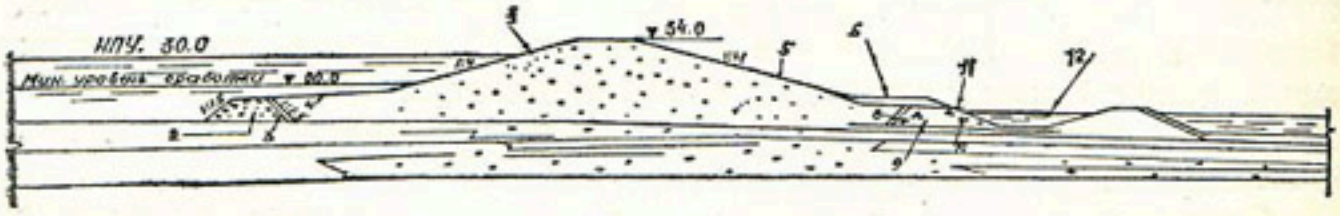
Водосбросная бетонная плотина имеет общую длину 160 м. Максимальный напор составляет 23 м. Водосбросная плотина имеет 12 донных водосбросных отверстий размером 6,5 × 12,0 м. Удельный расход на водобое 54 м³/сек на 1 п. м.

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 распласт-



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 залегает 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 поверху 5 м и длину по гребню 3,9 км.

Верховой откос имеет переменное заложение от 1 : 3 до 1 : 4 и закреплен каменной наброской. Низовой откос не укреплен, имеет заложение от 1 : 3 до 1 : 5. В пределах высачивания кривой депрессии откос пригружен наслонным 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 т/м³ и после доуплотнения 1,7 т/м³.

При укладке грунта в III зону плотины была достигнута плотность 1,73 т/м³.

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 т/м³, 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 т/м³. Крупная трещина в теле плотины над трубой водовыпуска была замыта 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 толщей 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.

Водохранилище 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. м^3; полезный объем — 450 млн. м^3; мертвый объем — 50 млн. м^3; площадь зеркала при НПГ — 49,2 км^2; 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. Кашкадарьи 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 мергелистых 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 Кф = 0,3—0,5 м/сут, в нижней части грунты уплотненные и Кф = 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 ÷ 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 Камаши.

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.

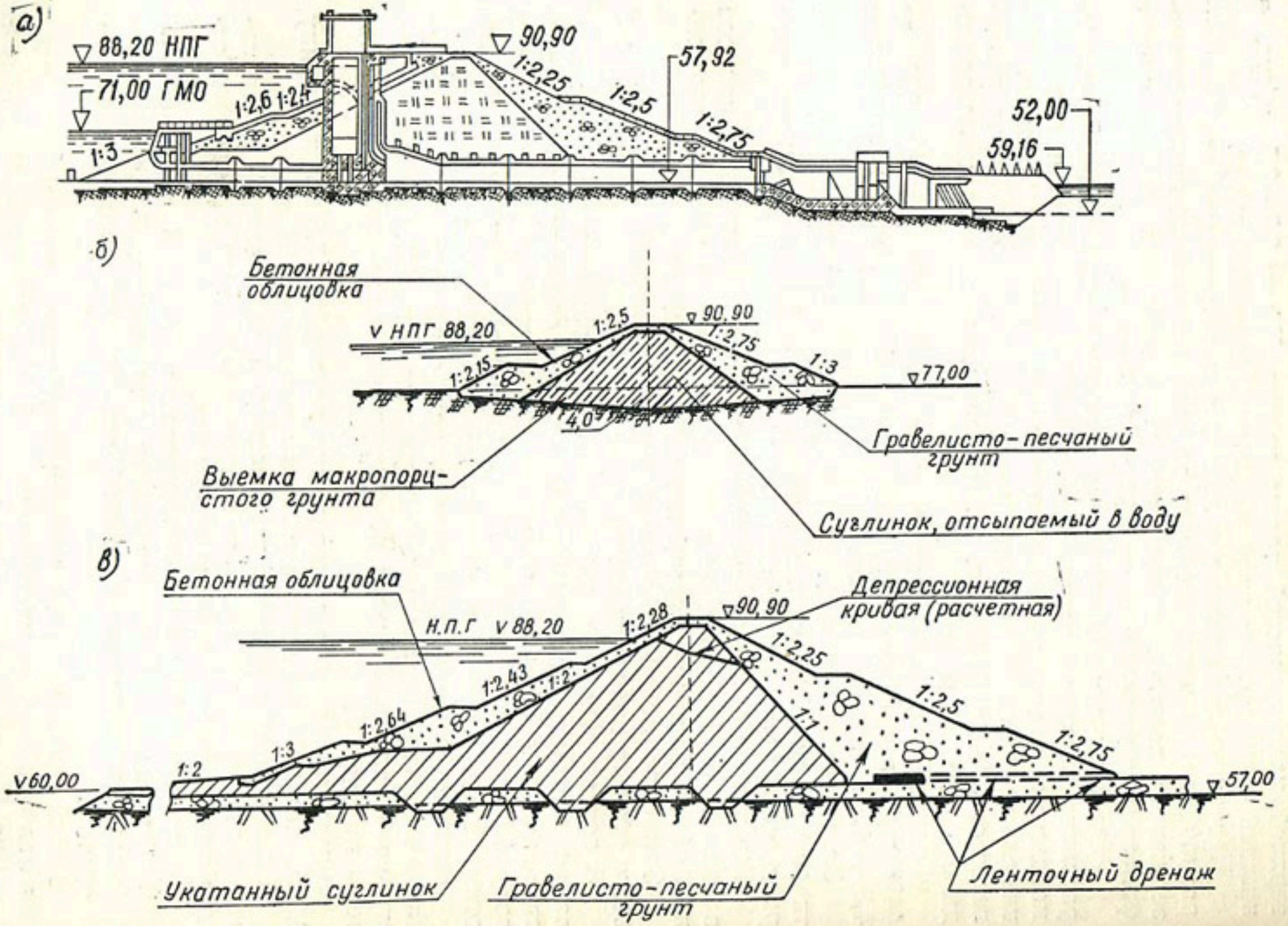
Земляная плотина имеет длину по гребню 7,5 км и ширину 6,0 м. Наибольшая высота плотины составляет 33 м.

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.



Р и с. 37. Плотина Чимкурганского водохранилища.

а) Продольный разрез плотины и башенного водовыпуска. *б)* Поперечный разрез по береговой части. *в)* Поперечный разрез по центральной части.

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/м³		Влажность, 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	
17	6,25	1,88	1,57	20,30	включен. коренных пород
18	6,50	1,66	1,38	20,50	
19	6,75	1,74	1,42	22,27	
20	7,00	1,60	1,30	23,37	неоднородное уплотнение основания
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 влажного грунта	Объемный вес скелета	Влажность в %	Примечания
1	2	3	4	5	6
1	0,25	1,89	1,59	19,46	
2	0,50	1,84	1,59	16,00	в небольшом количестве конкрец. d = 3—8 мм
3	0,75	1,65	1,42	15,61	
4	1,25	1,67	1,52	10,43	d = 6 мм
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 влажного грунта	Объемный вес скелета	Влажность, 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 ÷ 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 сосредоченной 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.

ГЛАВА III

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, неблагополучное 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 ÷ 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 глинкой трения. Трещины напластования заполнены кальцитом и глинкой 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 м³/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 супеси, 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 отдельности. 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 отдельности 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 м³/сек, фактически в строительный период при бетонировании пролетов водослива методом гребенки при расходах реки до 1500 м³/сек погонный расход составлял 60 м³/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. м³.

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 м³/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 ÷ 15 м³. Для прекращения дальнейшего размыва произвели расчистку основания воронки размыва и уложили 3,5 тыс. м³ 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 толщи 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 H. 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, Средазгипроводхлопком 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 тяжами.

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 противодавления 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 противодавление 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. Единственно 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

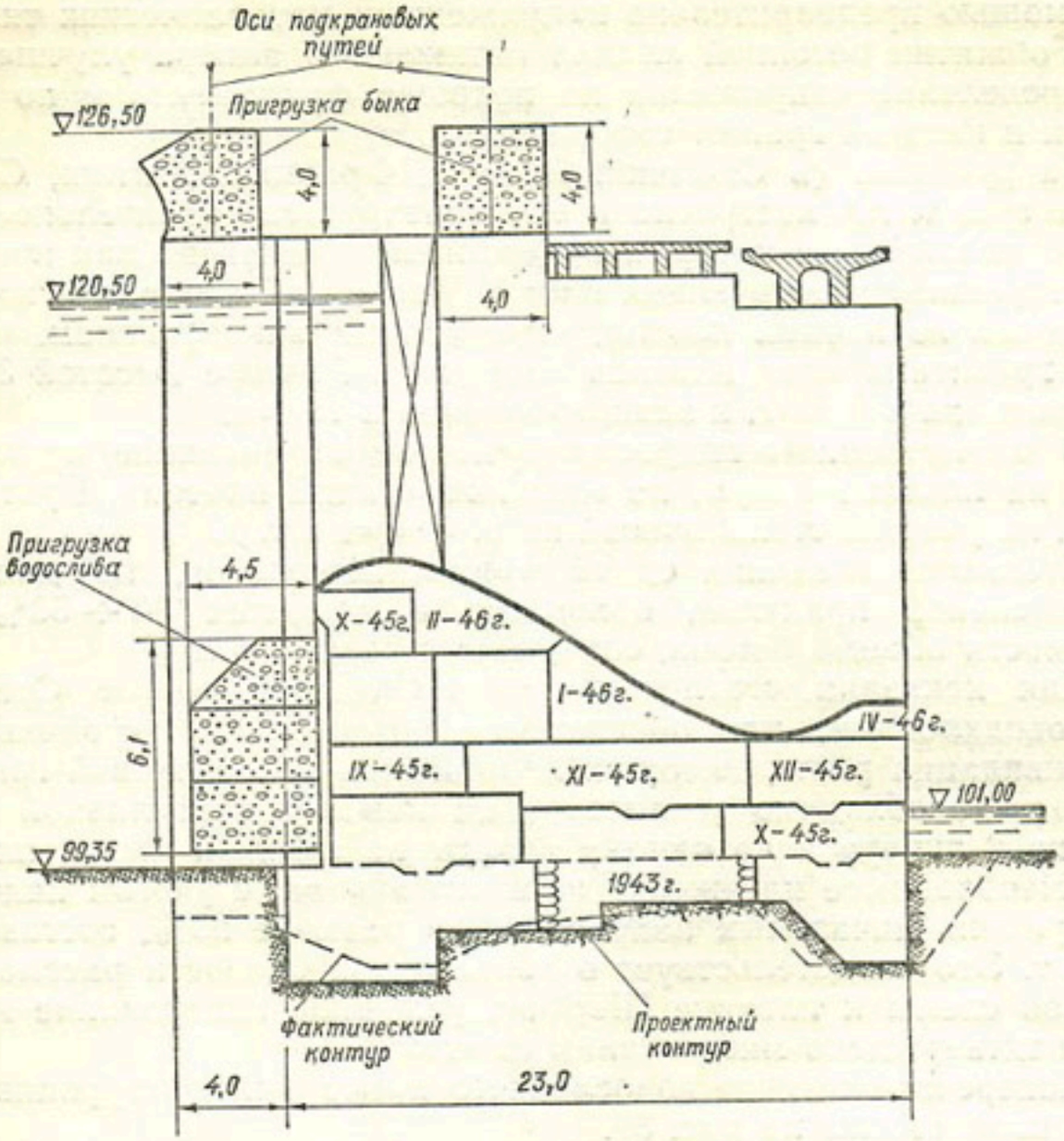


Рис. 38. Вариант повышения устойчивости Фархадской плотины с помощью бетонной пригрузки.
Поперечный разрез.

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 обжатии 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 $М = 500$, 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) оголовок замоноличивается бетоном.

В настоящее время ведутся проектные проработки, изыскания и исследования, необходимые для обоснования анкерования водосливной плотины Фархадской ГЭС.

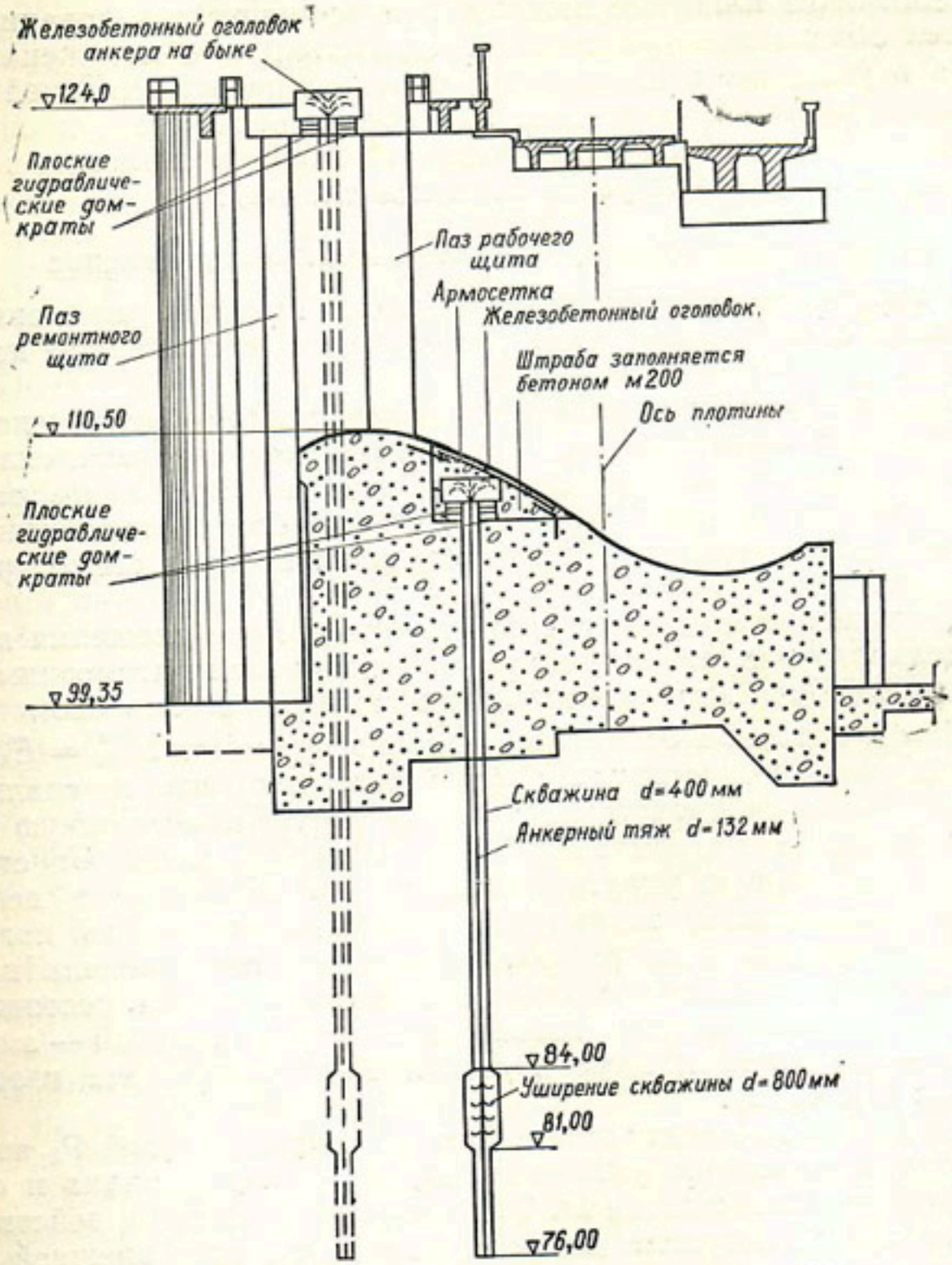


Рис. 39. Повышение устойчивости водосливной части Фархадской плотины с помощью анкерования.
Поперечный разрез.

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 анкеровании 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 $\delta°$. 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, сейсмикой 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

$$P_1 = P_0 + P\frac{g_a}{g_a + g_{бет}}, \qquad (2)$$

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 Е, 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 $F_a = 200$ см^2, углом распределения «активной» зоны напряжений $\alpha = 45°$ и величиной предварительного натяжения, равной внешней нагрузке $P_0 = P$.

Примем модуль деформации бетона и скалы $E^{бет}_{деф} = 50; 100, 200$ тыс. кг/см^2, модуль деформации анкера $E^{о}_{деф} = 2000$ тыс. кг/см^2 и длину анкеров (высота сооружения с анкерующей частью основания $l_o = 1, 3, 5, 10$ и 20 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 Р 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

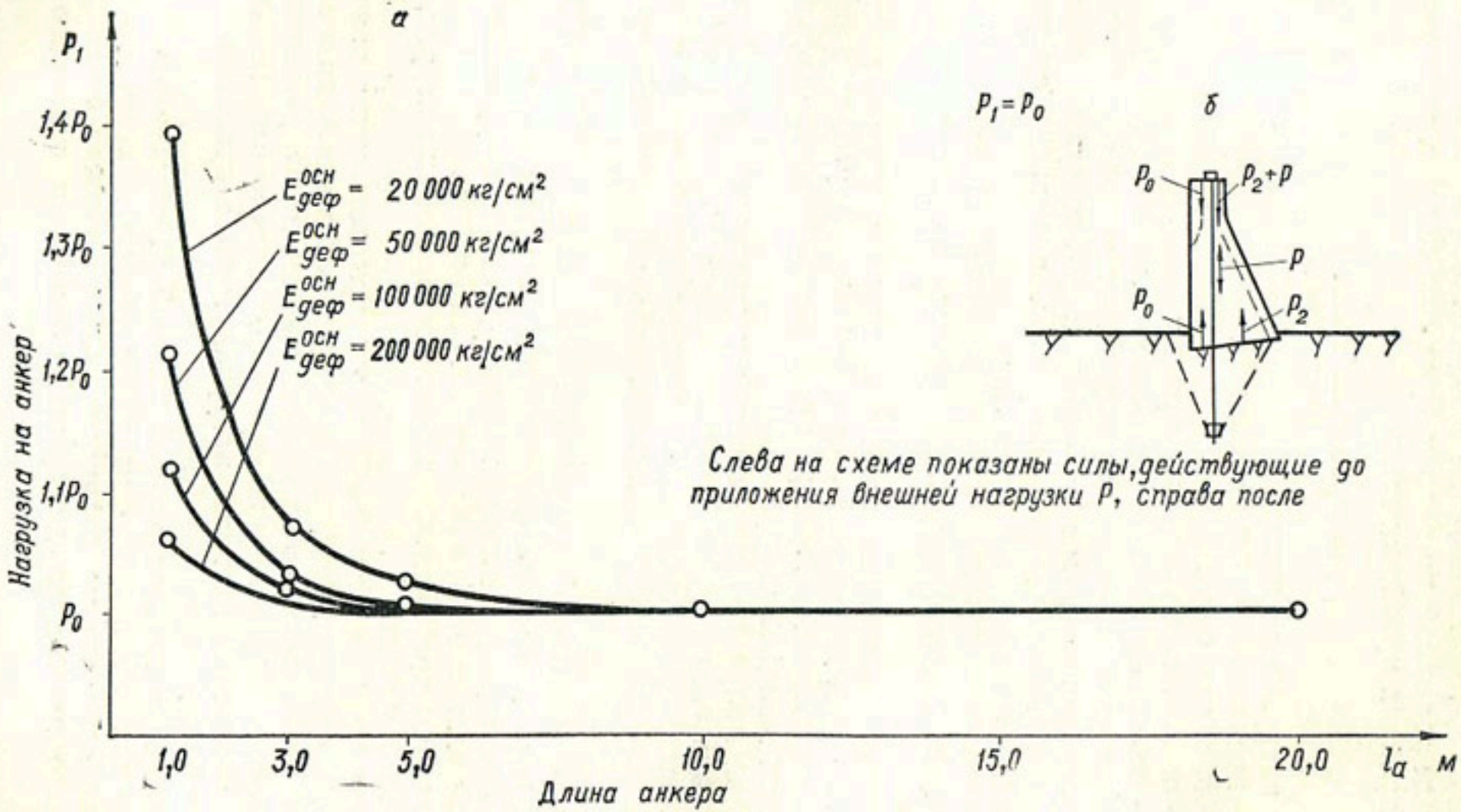


Рис. 40. Нагрузка на анкер при расчетном нагружении.

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) обусловливает 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

$$A = Q_0 + N_{P_0} \operatorname{tg} \varphi = P_0 (\cos \Psi + \sin \Psi + \operatorname{tg} \varphi) \qquad (3)$$

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

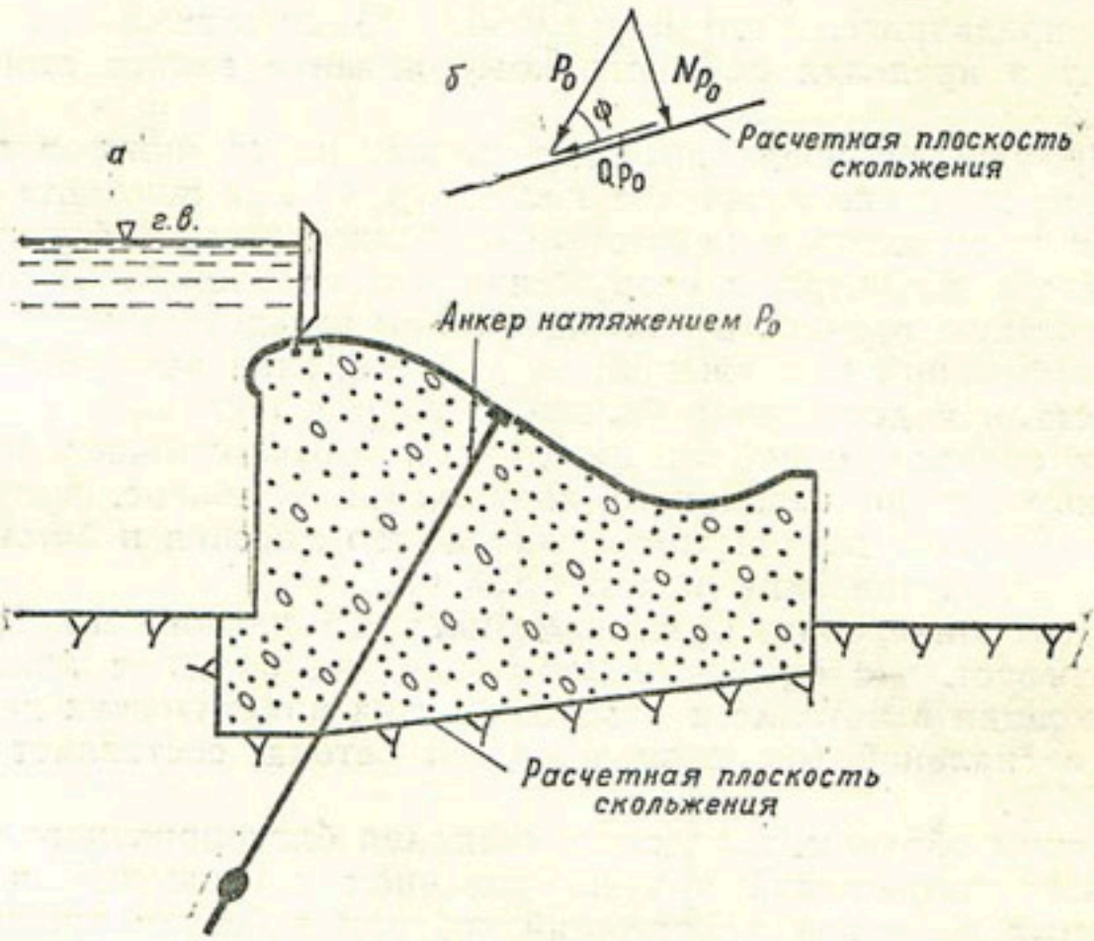


Рис. 41. Расчет на скольжение заанкерного сооружения.
а) Схема заанкерованного сооружения, *б)* Разложение силы натяжения (p_0) на составляющие.

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 толщи при различных условиях залегания горных пород основания.

Существующие методы расчета не могут быть использованы

по ряду причин. Так, методы А. А. Борисова, Л. Н. Джиоева 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. Дианов ым (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. Дианов ым 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. Гурееву, 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 толщи 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 толщи 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 уравновешивается 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 анизатропии, распределение

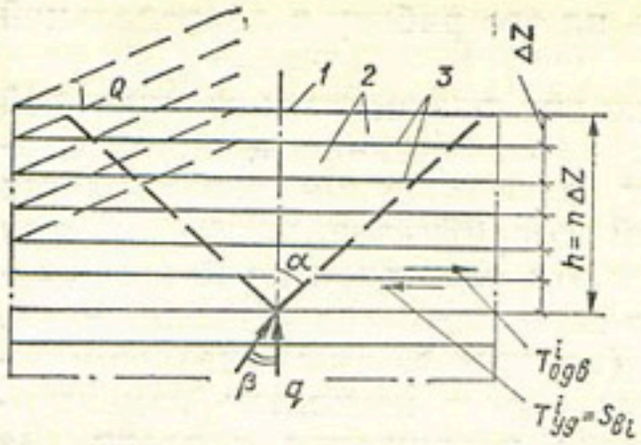


Рис. 42. Схема расчета скального массива под действием натяжения анкера.

1 — поверхность здоровой скальной толщи; *2* — пласты горных пород; *3* — трещины напластования.

напряжений в нем можно достаточно точно описать с помощью уравнений теории упругости. Приняв для описания напряженного состояния скальной толщи под нагрузкой зависимости Фламана и подставляя значения послойной удерживающих и сдвигающих сил, полученные путем интегрирования соответствующих функций, в уравнение предельного равновесия, получим после некоторых преобразований выражение для определения необходимой глубины заделки. Расчетная схема представлена на рис. 42. При горизонтальной слоистости массива и вертикальном расположении анкера формула имеет вид

$$h = \sqrt{\frac{n}{n+1} \cdot \frac{3q\left[(\mu - 1)\, l_n \cos\alpha + (\mu + 1) \cdot \sin\alpha\right]}{2\pi\gamma \operatorname{tg}\varphi \cdot \operatorname{tg}\alpha}}, \qquad (4)$$

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

$$h = \sqrt{\frac{n}{n+1} \cdot \frac{3q\left\{2\left(\mu + 1\right)\left|\cos\beta\,\frac{\sin^2\alpha}{2} - \sin\beta\left(\frac{\alpha}{2} + \frac{\sin^2\alpha}{4}\right)\right| + \right.}{2\pi\gamma \operatorname{tg}\varphi \cdot \operatorname{tg}\alpha \times}}$$

$$\left. + (\mu + 1)\, l_n \cos\alpha \cdot \cos\beta + (\operatorname{tg}\alpha + \alpha)\sin\beta\right]\}}{\times \cos\Theta}, \qquad (5)$$

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

$$h_p = \sqrt{\frac{1}{\pi}} \cdot h_q = 0{,}565 h_q \qquad (6)$$

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, исключающем 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 ΣТ сдв. для массива без вертикальной трещины.

4) Удерживающие силы уменьшаются на величину предельной сопротивляемости клина, оставшегося за трещиной. Рас-

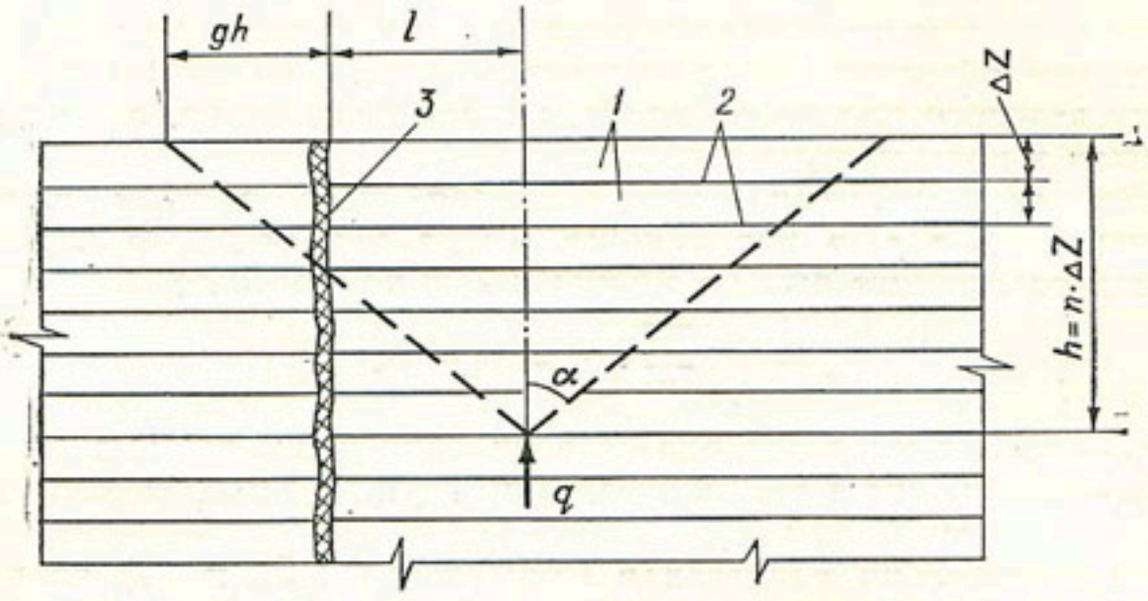


Рис. 43. Схема расчета при наличии в скальной толще основания крупной вертикальной трещины.

1 — пласты горных пород; *2* — пластовые трещины; *3* — вертикальная трещина.

четная схема изображена на рис. 43. Окончательная формула имеет следующий вид

$$h = \sqrt{\frac{n}{n+1} \cdot \frac{3q\left[(1-\mu)\, l_n \cos\alpha + (\mu+1)\sin^2\alpha\right]}{\pi \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg}\varphi \cdot \operatorname{tg}\alpha\,(2-y^3)}}, \qquad (7)$$

где h — необходимая глубина заделки анкера, м;

n — число слоев скальной толщи;

q — интенсивность натяжения, т/м;

μ — коэффициент Пауссона скальной толщи;

γ — объемный вес скальной толщи, т/м^3;

$\operatorname{tg}\varphi$ — коэффициент сопротивления сдвигу между пластами породы;

α — угол распространения активной зоны выпора;

y — безразмерный параметр.

Параметр «у» 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

$$l = (1-y)\, h \cdot \operatorname{tg}\alpha \qquad (8)$$

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.

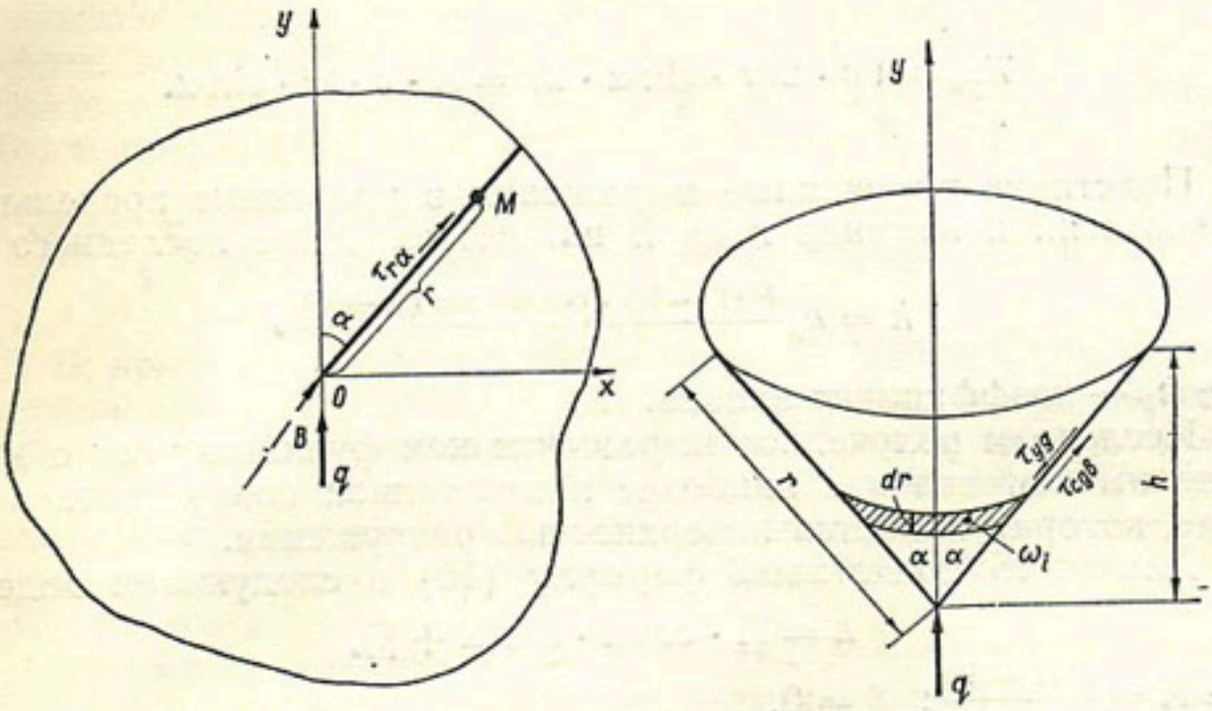


Рис. 44. Определение напряжений в массиве под действием силы.
а) Схема к определению напряжений в массиве под действием силы; *б)* Схема к расчету равновесия конуса выпора породы под действием силы Q.

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).

$$\tau_{\alpha d}^{p} = \frac{1-\mu}{4\pi} \cdot \frac{P \sin(\alpha+\beta)}{r}, \qquad (9)$$

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 вырываемого объема породы

$$T_{\text{выр}} = \int_0^r \tau_{rd}^p \cdot dr \cdot 2\pi r \cdot \sin\alpha = \int_0^r \frac{1-\mu}{4\pi} \cdot \frac{P \sin(\alpha+\beta) \cdot 2\pi \cdot r \cdot \sin\alpha}{r} dr =$$

$$= \frac{1-\mu}{2} \cdot P \cdot r \cdot \sin(\alpha+\beta) \cdot \sin\alpha.$$

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

$$h = k_3 \frac{P(1-\mu) \cdot \cos\alpha \cdot \sin(\alpha+\beta)}{6{,}28c}, \qquad (10)$$

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

$$\cos 2\alpha = 0 \rightarrow \alpha = 45°.$$

Таким образом, выпор породы в монолитной среде происходит под углом $\alpha = 45°$.

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. Джиоев, 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, отепляющей 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 наблюденная — 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 доходит 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. Большей частью своего основания плотина располагается на грубополосчатых сланцах (80 ÷ 85%), 10—15% на тонкополосчатых сланцах и 4—5% на изверженных породах. Хлоритовые сланцы основания плотины характеризуются следующими физико-механическими свойствами: $\sigma_{сж}^{вр} = 500 — 550$ кг/см², объемный вес 2,62—2,68 т/м³, модуль деформации $E_{осн} = 45 \div 60$ тыс. кг/см².

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 свежеуложенных блоков в зимнее время.

Плотина криволинейна, русловая часть на длине 775 м расположена по дуге с радиусом $R = 1000$ 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 разбуривается система скважин в дренируемом скальном массиве. Для отвода дренажных вод из полостей плотины служат трубчатые коллектора 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 × 5 м с отметкой порога 109 м. Второй ярус имеет шесть постоянных отверстий размером 4 × 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 × 4,5 м.

Две русловые секции (21 и 22) служат водовыпуском. Сбрасываемая через них вода поступает в подводящий канал Шарихансая. Остальные четыре секции водосбросные.

Строительные расходы пропускаются через шесть временных отверстий, оборудованных одной линией плоских затворов 4 × × 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 2,5×4,0, 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 6,0×6,5 м и рассчитан на напор 60 м.

На средних участках водоводов расположены аварийные плоские скользящие затворы сварной конструкции, перекрывающие отверстия 4,0 × 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 × 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 × 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.

§ 5. ПЛОТИНА ТОКТОГУЛЬСКОГО ГИДРОУЗЛА

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 народнохозяйственного 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. м^3; полезная емкость водохранилища — 14,0 млрд. м^3; высота плотины — 215 м; максимальный расход 0,01% обеспеченности — 3620 м^3/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 замлетрясением 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. м^3.

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 плотиной 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 сейсмики 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 инъектируемого 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 тяжами, 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 тяжами, 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. Рассредоточенная 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.

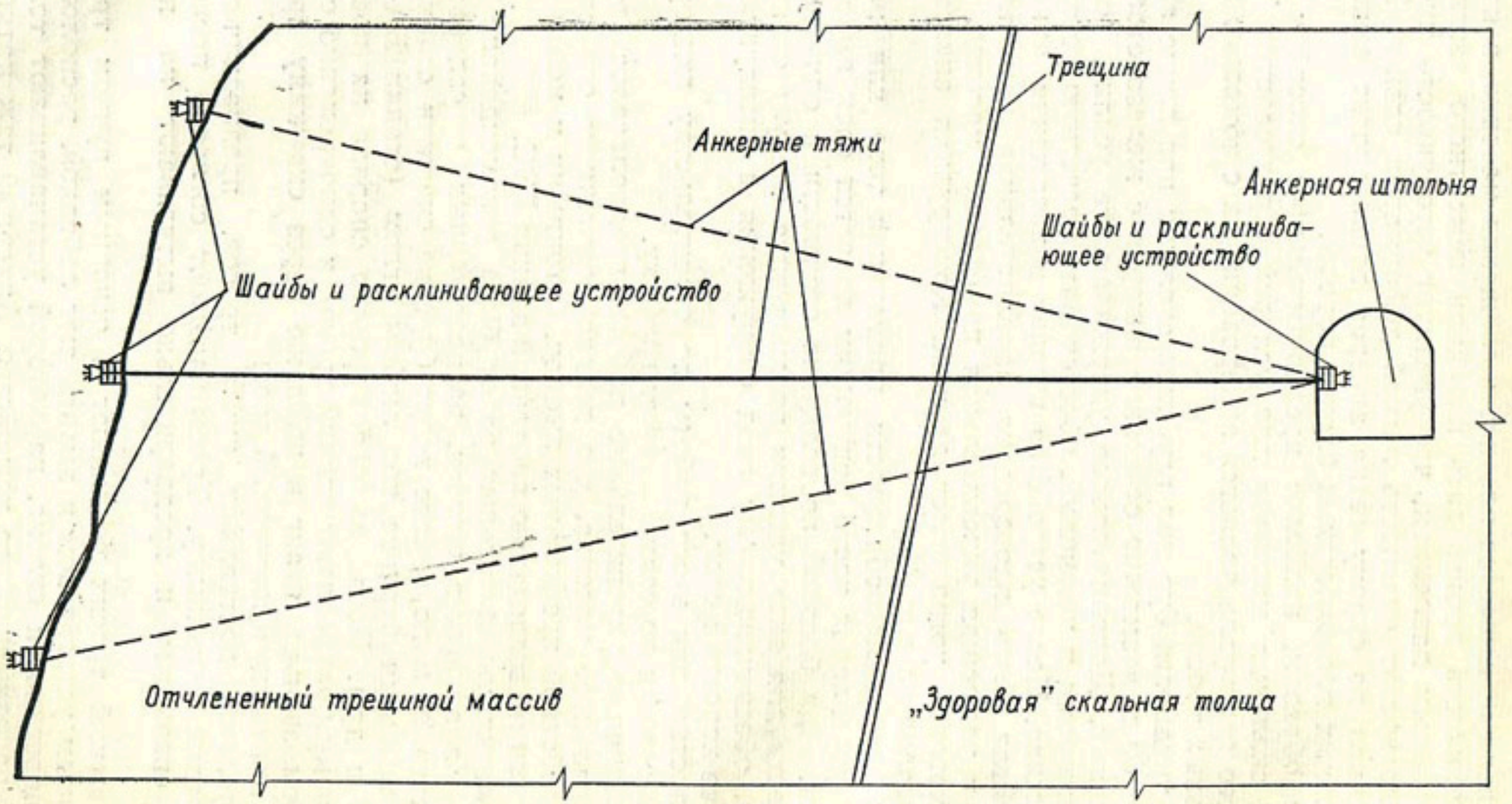
Для достижения этого работы по строительству гидроузла необходимо вести по совмещенному графику.

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.

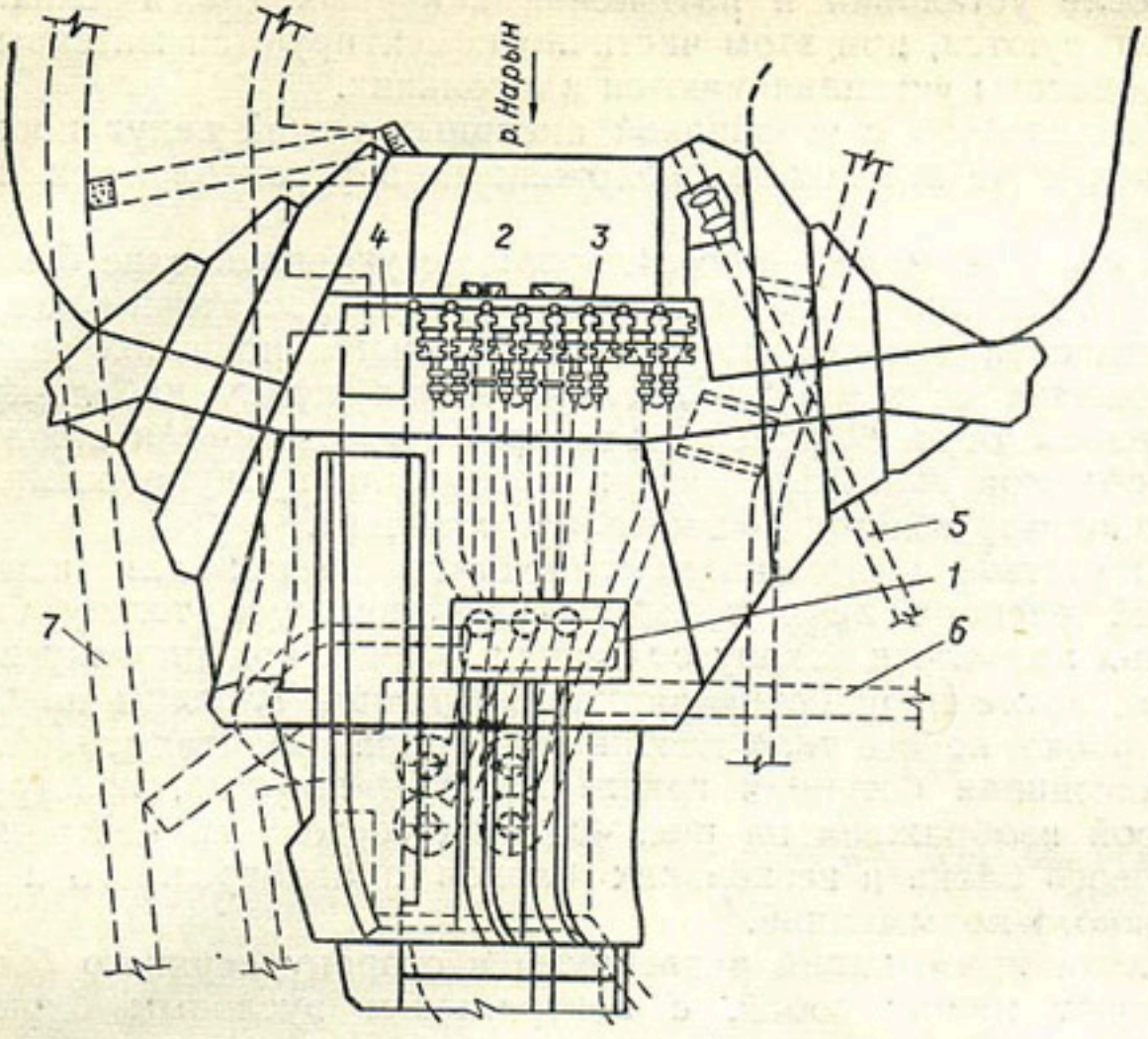
Технология укрепительных работ была рекомендована следующая. Из анкерных штолен, расположенных в «здоровой» скале, через 30 м по высоте ведут бурение скважин станками, обеспечивающими бурение под любым углом (станки БА-100, НКР-100 и др.). После выхода бурового снаряда на поверхность к нему прикрепляют 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 четырехякорного 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 четырехякорный 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.

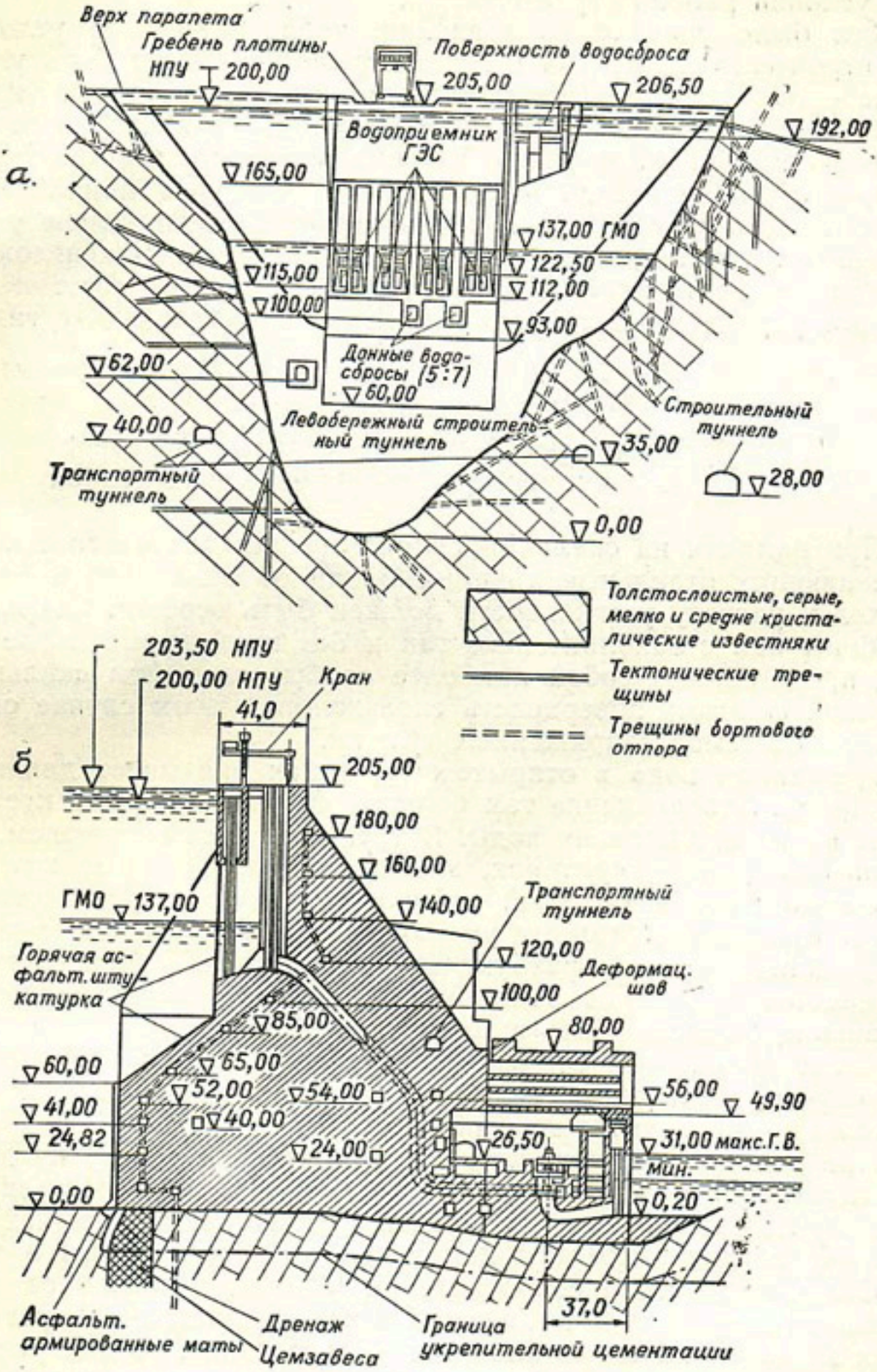
Блоки примыканий развернуты в сторону верхнего бьефа и образуют между собой, с центральным русловым блоком и скальными бортами, заклинивающуюся конфигурацию, что повышает их устойчивость на сдвиг. Блоки плотины разделены швами, нижняя часть которых цементируется, а остальная остается полураскрытой. Такая 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 $K_{опр} = \frac{M_{уд}}{M_{опр}}$.

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 сдвижки 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 трапециедальную 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

$$a = \frac{2P\,(3h_в - h)}{h^2}; \qquad b = \frac{2P\,(2h - 3h_в)}{h^2};$$

б) на горизонтальную проекцию плоскостей скольжения проектируются точки перелома поверхностей скольжения, из которых проводятся границы деления;

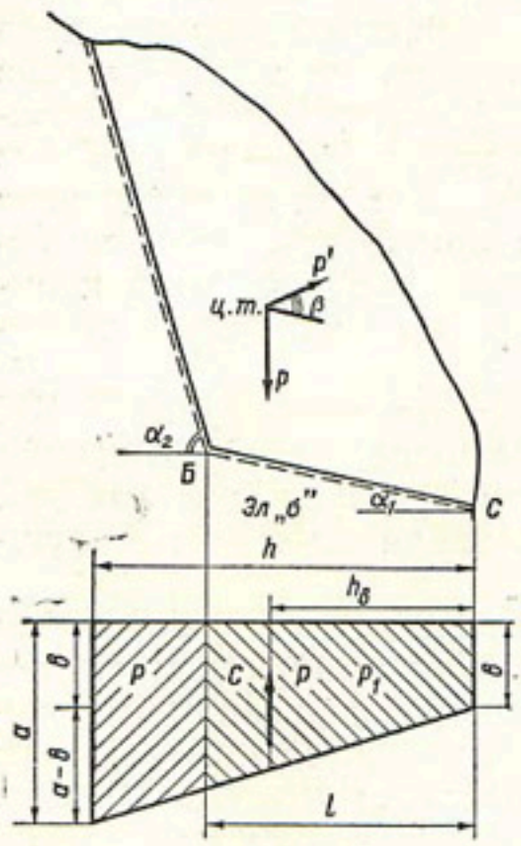


Рис. 48. Схема к определению краевых напряжений в горизонтальной проекции плоскостей скольжения.

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 коэффициента устойчивости на скольжение при наличии одной точки перелома и поверхности скольжения.

В нормальных условиях этот коэффициент определяется по следующей зависимости (см. рис. 49)

$$K_{ск}^{нор} = \frac{Y_2 + Y_1 + Y_{N2}}{N_1 + E} = \frac{(P_2 \cos\alpha_2 \cdot \cos\Theta + P_1 \cdot \cos\alpha_1 + \rightarrow}{P_1 \sin\alpha_1 +}$$

$$\rightarrow \frac{+ P_2 \cdot \sin\alpha_2 \cdot \sin\Theta)\,\mathrm{tg}\,\varphi + c\,(F_{ав} \cdot \cos\Theta + F_{вс})}{+ P_2 \sin\alpha_2 \cdot \cos\Theta},$$

где α_1 — угол наклона плоскости «вс» к горизонту;
α_2 — » «ав» »
Θ — угол наклона сдвигающей составляющей к плоскости «вс»;
$F_{ав}$ — площадь плоскости «ав»;
$F_{вс}$ — » «вс»;
C — удельное сцепление по поверхности сдвига,
$\mathrm{tg}\,\varphi$ — коэффициент трения по поверхности сдвига.

При сейсмическом воздействии формула (11) принимает следующий вид:

$$K_{ск}^{особ} = \frac{Y_2 + Y_1 + Y_{N_2}}{N_1 + E + P^1}, \qquad (12)$$

где P^1 — инерционная сейсмическая сила массива.

Определение наиболее опасного направления сейсмической силы и ее величины при расчете массивов на скольжение. Сейсмическая сила может воздействовать на массив в любом направлении в зависимости от расположения эпицентра землетрясения.

При направлении сейсмических волн вдоль плоскости скольжения инерционная сила складывается со сдвигающей составляющей собственного веса, при направлении вертикально вверх — уменьшается удерживающая составляющая веса массива. Во втором случае часть массива как бы «взвешивается», изменяя при этом соотношение удерживающей и сдвигающей составляющих собственного веса.

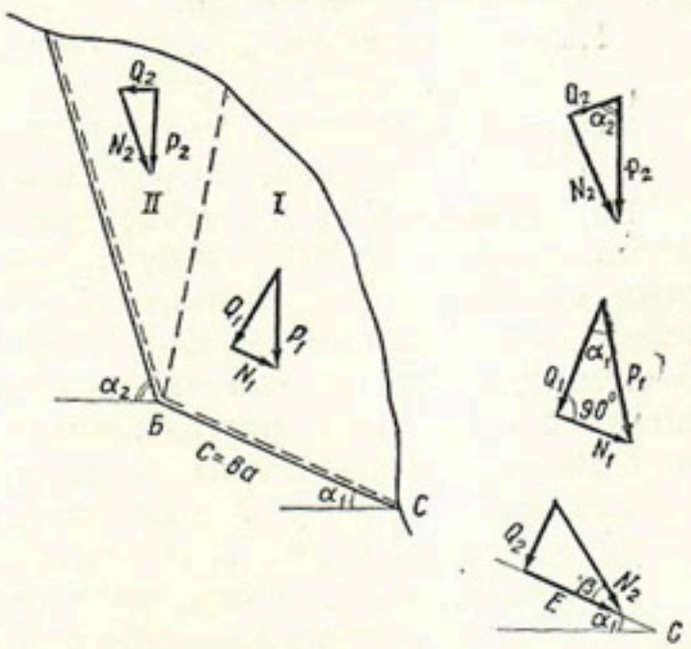


Рис. 49. Схема к определению удерживающих и сдвигающих сил, действующих по плоскостям скольжения.

В настоящее время наиболее опасное направление при сейсме принимается произвольно: либо параллельно расчетной плоскости скольжения, либо, по данным зарубежной практики, горизонтально.

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

$$f(\beta) = (P\cos\alpha - P\sin\beta)\operatorname{tg}\varphi - (P\sin\alpha + P^1\cos\beta) \qquad (13)$$

$$f(\beta) = \min \quad \text{при} \quad \beta = \varphi$$

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

$$P^1 = 1{,}5 \cdot K_c \cdot P, \qquad (14)$$

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

$$\Sigma A = K_{ск}(\Sigma N + P^1) - \Sigma Y, \qquad (16)$$

где ΣA — дополнительное удерживающее усилие;
$K_{ск}$ — 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 противофильтрационных 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 толщи при наличии в ней крупной вертикальной трещины». «Материалы XXX научной конференции МАДИ, М., 1972 г.
16. Джиоев 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 «Высшая 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., ВНИМИ, 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. Послwoвский В. В. «О размывке скалы в нижнем бьефе водосливной плотины», Ташкент, труды АН УзССР, вып. 1, 1949.

34. Послaвский 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 каменно-земляные плотины

§ 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 Ортотокойского 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, Алмединн и Басмандысай) 99

Глава II. Земляные плотины

§ 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
§ 1. Некоторые условия, влияющие на выбор типа плотины 139
§ 2. Плотина Фархадского гидроузла 141
а) Описание гидроузла 141
б) Величина предварительного натяжения анкеров . . . 150
в) Оптимальная ориентация анкера 153
г) Необходимая глубина заделки анкера в скальную толщу 154
§ 3. Общие данные о контрфорсных плотинах 163
§ 4. Плотина Андижанского водохранилища на р. Карадарье (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