

**Б.М. ЕРАХТИН  
В.М. ЕРАХТИН**



**СТРОИТЕЛЬСТВО  
ГИДРОЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ  
В РОССИИ**

Б.М. Ерахтин  
В.М. Ерахтин

**СТРОИТЕЛЬСТВО ГИДРОЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ  
В РОССИИ**

(Учебно-справочное пособие гидростроителя)



Издательство Ассоциации строительных вузов  
Москва 2007

**Рецензенты:** кафедра технологии, организации и экономики строительства Санкт-Петербургского государственного политехнического университета (зав. кафедрой, проф., д.т.н. *Н.И. Ватин*); кафедра водных путей и гидротехнических сооружений Волжской государственной академии водного транспорта (зав. кафедрой, доц. *А.А. Сазонов*); гл. научн. сотр. Всесоюзного научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева, д.т.н. *В.Б. Судаков*.

**Ерахтин Б.М., Ерахтин В.М.**

Строительство гидроэлектростанций в России. Учебно-справочное пособие для вузов и инженеров гидростроителей. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007. – 732 с.

ISBN 978-5-93093-494-6

В настоящей работе прослеживается путь развития отечественного гидростроительства и обосновывается возможность подъема экономики России путем качественной перестройки ее энергетики на базе национального богатства страны – неисчерпаемых водно-энергетических ресурсов ее рек.

Авторами – активными участниками строительства многих гидроузлов – на основе анализа технической литературы и многолетнего производственного опыта рассматриваются вопросы организации строительства и управления работами при возведении крупных ГЭС, расположенных на территориях, веками входивших в состав России. Все они построены ее специалистами, ее техникой и нередко методами, существенно отличавшимися от зарубежных.

Работа рассчитана на строителей и проектировщиков гидротехнических сооружений, студентов гидротехнических факультетов высших учебных заведений, а также на специалистов, занимающихся вопросами экономики и развития страны.

ISBN 978-5-93093-494-6



9 785930 934946

© Б.М. Ерахтин,  
В.М. Ерахтин, 2007

Оригинал-макет является собственностью Издательства АСВ

## ОБОЗНАЧЕНИЯ ОСНОВНЫХ ВЕЛИЧИН

$\alpha$ – запас перемычки по высоте	$p$ – давление, вес
$b$ – ширина пролета, гребня	$q$ – удельный расход
$B$ – ширина русла, сооружения	$Q$ – расход
$C$ – коэффициент Шези	$R$ – гидравлический радиус
$D, d$ – диаметр	$r$ – радиус
$E_0$ – давление воды	$t$ – время
$E_{гр}$ – давление грунта	$T$ – сила трения
$F$ – площадь поперечного сечения	$V$ – скорость течения воды
$f$ – коэффициент трения скольжения	$V_0$ – бытовая скорость течения
$g$ – ускорение свободного падения	$W$ – момент сопротивления
$H$ – напор, высота	$Z$ – перепад уровней воды
$h$ – глубина	$Z_{\max}$ – перепад при перекрытии русла
$h_6$ – бытовая глубина	$\gamma$ – объемный вес
$h_k$ – критическая глубина	$\varepsilon$ – коэффициент сжатия
$h_n$ – высота подтопления	$\xi$ – коэффициент сопротивления
$\Delta h$ – глубина размыва	$\lambda$ – коэффициент
$I$ – уклон	$\mu$ – коэффициент расхода
$K$ – коэффициент запаса	$\rho$ – плотность
$L$ – длина сооружения	$\sigma_n$ – коэффициент подтопления
$M$ – момент сил	$\chi$ – смоченный периметр
$m$ – коэффициент расхода	$\varphi$ – коэф. скорости, угол внутр. трения
$n$ – коэффициент шероховатости	$\omega$ – площадь, живое сечение

## ОСНОВНЫЕ ИНДЕКСЫ В ФОРМУЛАХ

ав – работа	нп – низовая перемычка
ак – аккумуляции	ок – отводящий канал
б; быт – бытовой	от – отводимый
бс – бетонные сооружения	п – поток, подтопления, порог
в – верховой, верхний	пк – подводящий канал
во – выходного отверстия	пн – позднее начало
вп – верховой перемычки	по – позднее окончание
вых – выходной	посл – последующие
вх – входной	предш – предшествующие
взв – взвешенный	пр – проран
вр – времени	рн – раннее начало
гр – грунт, гребень, гребенка	ро – раннее окончание
дл – длина	р – расчетный
доп – допустимая, неразмывающая	рг – расчетная гребенки
кон – конечный	рп – расчетный перекрытия
кр – критическая, критический	с; сж – сжатия, сжатие
кvb – канал верхнего бьефа	ср – средний

кнб – канал нижнего бьефа  
 мин – минимальный  
 макс – максимальный  
 н – низовой, нижний

ср.б. – средняя бытовая  
 ст – ступень  
 т – тоннель  
 ф – фильтрация

## ОСНОВНЫЕ СОКРАЩЕНИЯ

АТК – автотранспортная контора	ПГ – порог гребенки
АХО – административно-хозяйственный отд	ПНП – порог низового портала
АТПО – автотранспортное производственное объединение	ПОР – проект организации работ
ГВП – гребень верховой перемычки	ПОС – проект организации строительства
ГНП – гребень низовой перемычки	ППР – проект производства работ
ДОК – деревообрабатывающий комбинат	РМЗ – ремонтно-механический завод
ДСК – домостроительный комбинат	СГ – сетевой график
ЖКО – жилищно-коммунальный отдел	СМУ – строительно-монтажное управление
ЗРУ – закрытое распродустройство	СНиП – строительные нормы и правила
ИТР – инженерно-технические работники	СПУ – сетевое планирование и управление
КМТС – контора материально технического снабжения	СУ – строительное управление
КПП – комбинат производственных предприятий	СФР – сметно-финансовый расчет
ЛЭП – линия электропередач	ТУ – технические условия
МКД – механизированная колонна домо- строения	УВ – уровень воды
НИС – научно-исследовательский сектор	УВБ – уровень верхнего бьефа
ОДУ – объединенное диспетчерское управление	УВЦ – управляюще-вычислительный центр
ОРУ – открытое распродустройство	УМР – управление механизированных работ
ОРС – отдел рабочего снабжения	УНБ – уровень нижнего бьефа
ОГМ – отдел главного механика	УС – управление строительства
ПВП – порог верхового портала	УПТК – управление производственно- технологической комплектации
ПМК – передвижная механизированная колонна	ЦРММ – центральный ремонтно- механический завод

## СОДЕРЖАНИЕ

Обозначения основных величин.....	3
Основные индексы в формулах.....	3
Основные сокращения.....	4
Предисловие.....	9
Введение.....	14
<b>Глава 1. Основы организации гидротехнического строительства.....</b>	<b>18</b>
1.1. Выбор ГЭС.....	18
1.2. Организация проектирования ГЭС.....	20
1.3. Формы организации строительства ГЭС.....	25
1.4. Строительные и монтажные организации в гидростроительстве.....	27
1.5. Периоды (этапы) строительства гидроэлектростанций.....	30
<b>Глава 2. Компонировка сооружений и организация строительства гидроузла ...</b>	<b>33</b>
2.1. Компонировка гидроузлов по производству работ.....	33
2.2. Гидроузлы с русловыми ГЭС и земляными плотинами.....	35
2.3. Гидроузлы с бетонными плотинами и приплотинными ГЭС.....	40
2.4. Гидроузлы с грунтовыми плотинами и береговыми ГЭС.....	45
2.5. Гидроузлы в узких створах.....	50
2.6. Деривационные ГЭС.....	54
2.7. Гидроузлы с плотинами из укатанного бетона.....	59
<b>Глава 3. Пропуск строительных расходов.....</b>	<b>63</b>
3.1. Схема пропуска расходов и расчетный строительный расход.....	63
3.2. Пропуск расходов секционированием русла.....	65
3.2.1. Гидравлический расчет секционирования русла.....	68
3.3. Обеспечение судоходства в период строительства ГЭС.....	82
3.4. Пропуск расходов в узких створах.....	86
3.4.1. Гидравлический расчет безнапорного тоннеля.....	88
3.4.2. Гидравлический расчет напорного тоннеля.....	92
3.5. Пропуск строительных расходов комбинированным способом.....	98
3.5.1. Комбинированный пропуск расходов при грунтовых плотинах.....	98
3.5.2. Комбинированный пропуск расходов при бетонных плотинах.....	101
3.6. Выбор способа пропуска строительных расходов.....	109
3.7. Сооружение строительных тоннелей.....	113
3.7.1. Конструкция тоннеля и производство работ.....	113
3.7.2. Основы организации тоннельных работ.....	115
3.7.3. Организация тоннельных работ на Чиркейской ГЭС.....	118
<b>Глава 4. Перекрытие русел рек.....</b>	<b>126</b>
4.1. Цель и время перекрытия русла.....	126
4.2. Способы перекрытия русел.....	127
4.3. Схема перекрытия и подготовка к замыканию прорана.....	142
4.4. Организация работ по замыканию прорана.....	148
4.5. Гидравлический расчет перекрытия.....	150
4.6. Выбор способа и схемы перекрытия.....	165
<b>Глава 5. Строительство и эксплуатация котлованов гидроузлов.....</b>	<b>168</b>
5.1. Организация котлованов и перемычки.....	168
5.2. Конструкции перемычек.....	171
5.2.1. Земляные перемычки.....	171
5.2.2. Каменно-земляные перемычки.....	174
5.2.3. Ряжевые перемычки.....	176
5.2.4. Перемычки из шпунта.....	182



5.2.5. Бетонные перемычки .....	189
5.2.6. Перемычки смешанной конструкции .....	190
5.3. Расчет перемычек .....	192
5.4. Разборка и выбор перемычек .....	199
5.5. Эксплуатация котлованов гидроузлов.....	204
5.5.1. Начальное осушение котлованов.....	204
5.5.2. Открытый водоотлив .....	205
5.5.3. Грунтовое водопонижение .....	208
5.6. Организация работ по осушению котлованов .....	211
5.7. Расчет начального осушения котлованов .....	218
<b>Глава 6. Подготовка створов и разработка котлованов гидроузлов.....</b>	<b>225</b>
6.1. Подготовка узких створов к основным работам .....	225
6.2. Обеспечение безопасности работ в котлованах высоких плотин .....	233
6.3. Разработка скальных котлованов гидроузлов .....	241
6.4. Разработка береговых примыканий высоких плотин .....	251
6.5. Разработка котлованов при недостаточной устойчивости бортов .....	259
6.6. Продолжительность и темпы разработки котлованов .....	268
<b>Глава 7. Организация бетонных работ при строительстве гидроузлов .....</b>	<b>272</b>
7.1. Проблемы бетонирования массивных сооружений .....	272
7.1.1. Технология укладки бетона при возведении гидротехнических сооружений .....	272
7.1.2. Обеспечение массивности и трещиностойкости бетонных плотин .....	281
7.1.3. Проблемы бетонирования плотин при отрицательных температурах.....	289
7.2. Методы бетонирования высоких плотин.....	293
7.2.1. Бетонирование плотин кабель-кранами.....	293
7.2.2. Бетонирование плотин кранами с бетоноукладочных эстакад.....	301
7.2.3. Бетонирование плотин самоподъемными кранами без эстакад .....	306
7.2.4. Послойное бетонирование плотин с уплотнением вибрированием .....	313
7.2.5. Послойное бетонирование плотин с уплотнением укаткой.....	316
7.2.6. Бетонирование плотин конвейерами.....	323
7.3. Бетонирование массивных армированных гидросооружений.....	327
7.3.1. Бетонирование зданий гидроэлектростанций .....	327
7.3.2. Бетонирование откосов земляных плотин .....	339
7.4. Организация труда рабочих при бетонировании гидросооружений.....	342
7.5. Продолжительность и темпы бетонирования плотин .....	346
<b>Глава 8. Бетонирование гидротехнических сооружений при отрицательных температурах .....</b>	<b>351</b>
8.1. Методы укладки бетона при отрицательных температурах .....	351
8.2. Бетонирование гидросооружений в инвентарных тепляках .....	355
8.3. Возведение плотин в подвижных шатрах-цехах с искусственным климатом .....	360
8.3.1. Основные положения цеховой технологии бетонных работ .....	360
8.3.2. Бетонирование плотин в подвижных шатрах-цехах кранами .....	363
8.3.3. Послойное бетонирование плотин в подвижных шатрах автосамосвалами.....	373
8.3.4. Цеховая технология с непрерывно-конвейерной укладкой бетона.....	381

8.4. Бетонирование зданий ГЭС в условиях искусственного климата.....	390
8.4.1. Сборно-монолитная технология бетонирования с ТЗП .....	391
8.4.2. Бетонирование зданий ГЭС в стационарном шатре-цехе .....	395
8.4.3. Циклично-цеховой способ бетонирования здания ГЭС .....	401
8.4.4. Выбор способа возведения здания ГЭС в суровом климате ..	406
8.5. Эффективность цеховых технологий и требования к сооружениям и шатрам .....	408
<b>Глава 9. Проектирование бетонных плотин с учетом производства работ .....</b>	<b>412</b>
9.1. Технологичность и экономическая эффективность бетонных плотин .....	412
9.2. Оценка технологичности бетонных плотин .....	414
9.3. Расчет показателя технологичности оптимальной продолжительности бетонирования плотин.....	416
9.4. Основные положения проектирования технологичных плотин.....	422
<b>Глава 10. Организация строительной площадки.....</b>	<b>426</b>
10.1. Выбор площадки под производственную базу и поселок .....	426
10.2. Организация транспортных коммуникаций гидроузла .....	431
10.3. Компоновка стройплощадки и стройгенплан гидроузла.....	435
10.3.1. Виды стройгенплана и их разработка .....	435
10.3.2. Мощности и территории объектов производственной базы и поселка .....	439
10.3.3. Компоновка производственной базы гидроузла.....	444
10.4. Примеры организации строительных площадок гидроузлов .....	447
10.4.1. Рижская и Кегумская ГЭС на р. Даугаве .....	447
10.4.2. Чебоксарская ГЭС на р. Волге.....	450
10.4.3. Усть-Каменогорская ГЭС на р. Иртыш .....	452
10.4.4. Бухтарминская ГЭС на р. Иртыш.....	454
10.4.5. Чиркейская ГЭС на р. Сулак.....	456
10.5. Организация жилой и производственной базы гидроузлов в современных условиях .....	460
<b>Глава 11. Календарное планирование при строительстве ГЭС.....</b>	<b>465</b>
11.1. Календарный план и его структура .....	465
11.2. Порядок разработки календарного плана гидроузла .....	473
11.3. Продолжительность и время выполнения критических работ .....	476
11.4. Некритические работы и итоговые графики .....	490
11.5. Проектирование календарного плана гидроузла.....	492
11.6. Календарное планирование в период строительства.....	498
11.7. Календарное планирование в форме сетевого графика.....	500
11.7.1. Сетевые графики .....	500
11.7.2. Правила построения сетевого графика .....	502
11.7.3. Расчет сетевых графиков.....	503
11.7.4. Сетевые графики в гидростроительстве .....	507
11.7.5. Оптимизация сетевых графиков.....	509
11.7.6. Проектирование сетевого графика строительства гидроузла.....	510
<b>Глава 12. Управление строительством гидроузла .....</b>	<b>518</b>
12.1. Теоретические основы управления производством .....	518
12.1.1. Принципы и методы управления.....	518
12.1.2. Организация и технология управленческого труда.....	520
12.1.3. Организация труда руководителя. Стиль руководства .....	523
12.1.4. Требования к руководителю. Культура руководства .....	525

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Отечественной гидротехникой накоплен большой опыт сооружения гидроузлов всех типов в самых различных природных условиях. Советскими гидростроителями построены уникальные ГЭС на скальных основаниях, в сложнейших гидрологических, геологических и топографических условиях возведен целый ряд гидроузлов с высокими и сверхвысокими плотинами, освоено строительство крупных гидроэлектростанций в крайне неблагоприятных для гидроэнергостроительства природно-климатических условиях Сибири и Крайнего Севера. Такие гидроэлектростанции как ДнепрогЭС, Куйбышевская и Сталинградская на Волге, Братская и Усть-Илимская на Ангаре, Красноярская и Саяно-Шушенская на Енисее, Чиркейская на Сулаке, Ингурская на Ингури, Токтогульская на Нарыне, Нурекская на Вахше и Колымская на Колыме относятся к лучшим образцам мирового гидростроительства.

Однако технически возможный к использованию гидроэнергетический потенциал наших рек освоен еще незначительно (~ 8 %). Особенно велики запасы гидроэнергии на реках Сибири, Дальнего Востока и Крайнего Севера, отличающихся крайне неблагоприятными для гидростроительства природными условиями. Освоение энергоресурсов этих и других рек страны является важнейшей задачей российских гидротехников.

Гидростроительство России, однако, за последние два десятилетия резко снизило свои темпы и уступило позиции одного из лидеров мирового плотиностроения. За этот период не начато ни одной новой ГЭС, а работы по завершению открытых в XX веке гидротехнических объектов ведутся крайне медленно. В результате многие гидротехнические коллективы прекратили существование, а кадры гидростроителей с их бесценным опытом практически утрачены. Мировое же плотиностроение, освоив технологию возведения плотин из укатанного бетона, ушло далеко вперед как по темпам работ и производительности труда, так и по снижению стоимости гидросооружений.

Преодоление отставания в проектировании и строительстве новых гидроузлов ложится на поколение российских гидростроителей, в значительной мере утративших опыт своих предшественников. Для успешного решения этой задачи нужно не только готовить молодых специалистов гидротехнический персонал опытом предшествующих поколений по организации работ и решению возникающих в процессе строительства ГЭС вопросов. Необходимо дать возможность расширения своих знаний каждому работающему на строительной площадке инженерно-техническому работнику.

12.2. Формирование коллектива гидростроителей .....	527
12.3. Методы и приемы управления строительством гидроузла....	535
12.3.1. Организационная структура как метод управления... 535	
12.3.2. Годовое и оперативное планирование как метод управления.....	540
12.3.3. Хозяйственный расчет .....	545
12.3.4. Организация и оплата труда рабочих как метод управления.....	546
12.3.5. Производительность труда в строительстве и её оценка.....	548
12.3.6. Нормирование и оценка труда рабочих .....	550
12.3.7. Технический контроль качества работ как метод управления.....	552
12.3.8. Диспетчерская система управления в гидротехническом строительстве .....	554
12.3.9. Организация управления работами методом СПУ ....	555
12.3.10. Материально-техническое снабжение как метод управления работами.....	557
12.3.11. Руководство работами при пуске агрегатов.....	559
12.4. Управление строительством в пусковой период .....	560
12.5. Управление строительством отдельных гидроузлов.....	565
12.5.1. Управление строительством Бухтарминской ГЭС.....	565
12.5.2. Управление строительством Чебоксарской ГЭС .....	568
<b>Приложение 1.</b> Действующие и строящиеся ГЭС России и республик бывшего СССР (мощностью более 30 МВт).....	576
<b>Приложение 2.</b> Объемы, характеристики производства работ и публикации по построенным ГЭС .....	593
<b>Приложение 3.</b> Материалы по гидроэлектрификации России.....	601
<b>Приложение 4.</b> Гидравлические и производственные характеристики горных пород и искусственных креплений .....	616
<b>Приложение 5.</b> Характеристики перекрытий русел крупных рек при строительстве ГЭС .....	621
<b>Приложение 6.</b> Характеристики строительных и изоляционных материалов .....	630
<b>Приложение 7.</b> Характеристики землеройных механизмов для гидростроительства .....	639
<b>Приложение 8.</b> Производство бетонных работ и механизмы для возведения гидротехнических сооружений .....	641
<b>Приложение 9.</b> Графики среднемесячной высотной интенсивности бетонирования плотин .....	660
<b>Приложение 10.</b> Нормативы для компоновки строительной площадки .....	670
<b>Приложение 11.</b> Справочные материалы для разработки календарного плана гидроузла.....	677
<b>Приложение 12.</b> Соотношение между некоторыми единицами физических величин .....	687
<b>Приложение 13.</b> Публикации по построенным ГЭС России.....	688
<b>Литература</b> .....	727

С этой целью в настоящей работе, наряду с освещением опыта отечественного и мирового гидростроительства, изложены важнейшие вопросы организации гидротехнического строительства в объеме программы гидротехнических факультетов вузов и те справочные сведения, которые не всегда можно найти на стройплощадке. А поскольку успех строительства гидросооружений во многом зависит от их конструкции, то рассмотрены и некоторые вопросы проектирования гидротехнических сооружений с учетом требований производства работ.

Предлагаемая книга написана на базе обобщения и анализа опыта отечественного и зарубежного гидростроительства с позиций современных тенденций развития последнего. Основу её составляет более чем 50-летний опыт производственной, проектной и научно-педагогической деятельности авторов на строительствах Усть-Каменогорской, Бухтарминской, Чиркейской, Токтогульской, Чебоксарской, Капчагайской, Рижской, Кегумской, Крапивинской, Подужемской, Чир-Юртской-2 и Хоабинь ГЭС, в Алма-Атинском филиале Гидропроекта и на гидротехническом факультете в Нижегородском государственном архитектурно-строительном университете. В ней отражены также результаты личного ознакомления авторов со строительством многих отечественных и ряда зарубежных ГЭС, а также широко использованы данные специальной литературы, отраслевых периодических изданий и материалы фотоархивов Усть-Каменогорской, Бухтарминской Чиркейской ГЭС (фото Б.В. Деркача), Рижской и Кегумской ГЭС (фото В. Сокола), Токтогульской, Саяно-Шушенской, Колымской Чебоксарской и др. ГЭС. Все названия гидроузлов даны во избежание путаницы по их наименованиям, принятым во время строительства.

Работа состоит из введения, 12 глав, приложений и списка литературы. Во введении рассмотрено значение водно-энергетических ресурсов для экономики России. В главе 1 изложены общие вопросы организации гидротехнического строительства в нашей стране и даны краткие характеристики организаций, осуществляющих проектирование и строительство речных гидроузлов. В главе 2 – вопросы организации строительства речных гидроузлов в зависимости от их компоновки и конструкции. В последующих трех главах рассматриваются вопросы производства гидротехнических работ в русле реки: пропуска строительных расходов, перекрытия русел, строительства перемычек и эксплуатации котлованов. Теоретические положения по ним сопровождаются изложением применяемых методик расчетов и, как правило, примерами из практики. Во многих случаях в тексте и приложениях приводятся необходимые для их выполнения (но не всегда имеющиеся на стройплощадке) справочные данные.

В 6, 7 и 8-ой главах освещены вопросы подготовки котлованов к основным работам, производства земельно-скальных работ, технологии и органи-

зации бетонирования плотин и зданий гидроэлектростанций. Приводятся примеры выполнения этих работ на построенных гидроузлах. В качестве примеров авторами выбирались преимущественно гидроузлы, менее освещенные в литературе и часто являвшиеся полигонами для освоения новых технологий и методов работ.

В 9 главе излагаются принципы проектирования бетонных плотин с учетом производства работ и методика определения оптимальных темпов и продолжительности бетонирования их на основании количественной оценки технологичности сооружения.

В главе 10 кратко освещены вопросы организации строительной площадки и производственных баз при строительстве отечественных гидроузлов, а в главе 11 – основные положения применения в практике гидростроительства методов календарного планирования с использованием линейных и сетевых графиков, приведены примеры разработки календарного плана и сетевого графика строительства гидроузла.

В заключительной 12 главе изложены теоретические основы управления производством и рассмотрены применявшиеся на практике приемы и методы управления работами при строительстве крупных гидроузлов. Приведены примеры организации управления коллективами гидростроителей на построенных ГЭС.

Литература дана в двух видах: общая, связанная с изложением текста книги, и публикации в периодических изданиях для ознакомления читателей с решением отдельных вопросов практики гидростроительства по первоисточникам.

При выборе приложений авторы руководствовались потребностью оперативного получения справочных данных для выполнения часто встречающихся на производстве расчетов и обоснования принимаемых на стройплощадках производственных решений.

Иначе обстоит дело с приложениями 1 и 2. Включение их в книгу преследует несколько целей. Во-первых, отдать дань уважения и благодарности всем коллективам строителей ГЭС и их руководителям, обеспечившим за короткий исторический период выход отечественной гидротехники на ведущие позиции в мире. Во-вторых, облегчить молодым гидротехникам возможность ознакомления с опытом возведения построенных гидроузлов непосредственно по первоисточникам. В-третьих, попытаться охарактеризовать вклад отдельных коллективов и выдающихся гидростроителей в развитие отечественного гидростроительства.

Оценка вклада гидротехнических коллективов проведена авторами на основании изучения публикаций в технической литературе (преимущественно в отраслевых журналах) и личного ознакомления со многими гидро-

техническими стройками страны. При этом авторы уверены, что каждая (и большая, и малая) стройка внесла что-то новое в технологию или организацию строительства гидроузла и только отсутствие официальных публикаций не дает возможности должным образом отметить их.

К числу выдающихся гидростроителей, данные о которых помещены в книге, авторы отнесли известных руководителей – новаторов (преимущественно участников сооружения нескольких гидроузлов), существенно повлиявших на становление отечественной школы гидростроительства разработкой и внедрением новых прогрессивных технических решений и методов производства работ.

Однако по опыту известно, что каждый руководитель строки отдавал все свои силы порученному делу. Поэтому нельзя не отметить и руководителей строек, внесших заметный вклад в становление и развитие отечественного гидростроительства: Бакулина А.В., Баранова М.И., Батенчука Е.Н., Богаченко П.Т., Борисова В.И., Вавилова А.С., Вайнруба Е.Г., Веселого Г.С., Винничека А.Н., Гончарова И.Д., Иванцова Н.М., Кирсанова Ю.П., Комзина И.В., Конько В.В., Короткого М.Ф., Кузьменко Б.Т., Лашеннова С.Я., Левушкина В.И., Моисеева С.Н., Плотникова В.А., Садовского С.И., Саркисова А.А., Севенарда Ю.К., Семенова А.Н., Серова А.А., Серого З.Л., Строкова Г.И., Толкачева Л.А., Фриштера Ю.И., Хухлаева Г.А., Цискаришвили М.А., Эбралидзе М.С.

Из работников гидротехнических строек, внесших немалый вклад в развитие гидро- строительства, следует выделить Алексева К.В., Волынского А.С., Гершановича Г.Л., Гладуна В.И., Горлова Г.Т., Десфонтейнеса М.Н., Долматова А.П., Загрязского А.А., Когодовского О.А., Коробова А.И., Лискуна Е.Е., Марчука А.Н., Медведева В.М., Мельникониса А.А., Петрова Г.Д., Пехтина В.А. Подруцкого И.Е., Поспелова Б.В., Севостьянова В.И., Складенко А.В., Соболева М.М., Стеклова В.Ю., Шангина В.С., Шилова В.А.

Успехи советских гидростроителей были бы невозможны без умелого руководства отраслью, достижений гидротехнической науки и коллективов специализированных организаций, смелых проектных решений многих главных инженеров проектов.

Среди руководителей специализированных организаций следует выделить Барковского М.А., Полушкина К.П. (Спецгидроэнергомонтаж); Гончарова С.П., Ликина В.В., Миловидова М.Ф., Мартенсона В.Я., Орла М.И., Полонского Г.А., Бителева Б.Е., Саблина И.Д. (Гидромонтаж); Мешерякова А.М., Дмитриева Н.В., Жебенева О.П., Мамченкова Н.И., Розина М.Н. (Гидроспецстрой); Неймана В.А., Садовникова К.М., Дукстанского З.М. (Гидроэлектромонтаж); Фогельсона С.В., Платонова В.А., Лопатина Н.А., Гурьева Б.Г. (Гидромеханизация).

Из числа главных инженеров проектов, способствовавших совершенствованию методов строительства разработкой технологичных компоновок и конструкций сооружений, нельзя не отметить Александрова И.Г., Александрова Б.К., Гаврилыца М.А., Егорова А.В., Колеганова В.В., Конненкова Г.И., Кузьмина К.К., Левитского Л.А., Листрового П.П., Малышева Н.А., Миронова М.А., Михайлова А.В., Мосткова М.А., Суханова Г.К., Телешева В.И., Тер-Аствацатуряна И.А., Хлебникова И.В., Хренова Д.Н. По проектам большинства из них построено по несколько ГЭС, а принятые в них технические решения нередко решающим образом способствовали успеху строительства гидроузла.

Значительный вклад в совершенствование практики отечественного гидростроительства внесли ведущие руководители отрасли и работники проектных организаций: Боссовский Л.М., Дегтярев В.М., Зиневич Н.И., Красильников М.Ф., Иванов В.Г., Кудояров Л.И., Михайлов Л.П., Мозжевитинов А.Л., Мойсеев И.С., Новожилов В.Д., Тригер И.А., Ферингер Б.П., Шайтанов В.Я., Яновский П.М., а также ученые-гидротехники: Белов А.В., Васильев П.И., Васильев Ю.С., Гришин М.М., Избаш С.В., Кузьмин С.А., Леви И.И., Маслов Н.Н., Мостков В.М., Недрига В.П., Нечипорович А.А., Павловский Н.Н., Покровский Г.И., Розанов Н.С., Розанов Н.П., Судаков В.Б., Цулукидзе П.П. и другие.

Выдающаяся роль в становлении отечественной гидроэнергетики по праву принадлежит руководившим этой отраслью в военные и послевоенные годы: Дмитриеву И.И., Логинову Ф.Г., Непорожнему П.С., Носову Р.П., Финогенову Я.И.

Авторы понимают, что предлагаемая вниманию специалистов работа, в которой использованы производственные материалы многих строек и данные из нередко не согласующихся между собой литературных источников, не лишена недостатков, а в оценке вклада некоторых коллективов и руководителей в развитие отечественного гидростроительства в отдельных случаях могут иметь место неточности из-за недостаточного освещения его, и будут признательны за замечания и пожелания по ее улучшению.

Авторы выражают глубокую благодарность ректорам ННГАСУ академику РАСН Найдено В.В. и профессору, д.т.н., Копосову Е.В., первому проректору члену-корреспонденту РАСН Бобылеву В.Н. за всестороннюю помощь в работе над книгой, а также инженерам Камышевой Т.Б. и Гасановой Е.М. – за помощь в компьютерной обработке рукописи. Авторы выражают искреннюю признательность всем сотрудникам ННГАСУ, способствовавшим изданию книги.

Авторы

## ВВЕДЕНИЕ

Россия – страна, большая часть территории которой по природно-климатическим условиям неблагоприятна для хозяйственной деятельности людей. Более 70% ее занимает Северная климатическая зона (СКЗ) с максимумом отрицательных температур до минус 70°C, а области восточнее р. Волги находятся в зоне сурового и особо сурового климата с зимними температурами до минус 43-55°C. Любая производственная деятельность на этих территориях требует больших энергетических затрат, что отрицательно отражается на стоимости производимой продукции.

Россия обладает значительными ресурсами полезных ископаемых. Разведанные запасы их обеспечивают страну при современных темпах добычи: нефтью – на 35 лет, газом – на 81 год, углем – на 60-180 лет, железными, медными, никелевыми и молибденовыми рудами – на 40-42 года, цинком и свинцом – на 15-18 лет [52].

Национальным богатством России, однако, являются практически неисчерпаемые водно-энергетические ресурсы ее рек. Энергетический потенциал крупных и средних рек России составляет 2395 млрд кВт·ч и малых рек – 390 млрд кВт·ч [95]. Использование его хотя бы на уровне промышленно развитых стран мира (Япония, Швеция и Германия – 65-90%, США, Канада и Бразилия – 50-55%) способно удовлетворить энергетические потребности страны на обозримое будущее и с избытком компенсировать энергозатраты, вызываемые неблагоприятным географическим расположением ее. Использован же он менее чем на 8%. На необходимость использования Россией этого национального богатства указывают как природно-климатические, так и особенно экономические факторы.

За годы советской власти в стране была создана мощная промышленность по производству практически всех видов выпускаемой в мире продукции. По многим видам производства СССР занимал ведущие позиции в мире. Продукция отечественной промышленности, однако, из-за больших энергетических затрат на производство в неблагоприятных климатических условиях и высокой стоимости транспортных перевозок стоит дороже зарубежной. Затраты на выпуск ее выше по сравнению с европейскими странами в 2,1-2,3 раза, а с США и Японией – в 2,7-2,8 раза. В результате она, как правило, неконкурентоспособна на мировом рынке. По мнению специалистов конкурентоспособность Российской промышленности может быть достигнута лишь «поддержанием внутренних цен на энергоносители и сырье на уровне 40% мировых, а заработной платы в пределах 25-30 % ее уровня в промышленно развитых странах» [52].

Выход России в 90-х годах прошлого столетия на международный рынок с практическим устранением таможенных барьеров поставил отечественную промышленность на грань выживания. Неизбежное же при интенсивной разработке истощение в ближайшие десятилетия ресурсов дешевого сырья и энергоносителей могут полностью лишить ее возможности кон-

курировать с зарубежными фирмами. В этом случае многие жизненно необходимые отрасли промышленности обанкротятся и прекратят существование, а Россия окончательно превратится из промышленно развитой страны в сырьевой придаток мировой экономической системы. Население ее при этом неизбежно сократится на десятки миллионов человек [52].

Помешать такому развитию событий можно лишь изысканием новых более дешевых источников энергии взамен нефти и газа. Естественной защитой от этого в условиях России является замена электроэнергии ТЭС возобновляемой энергией гидроэлектростанций, стоимость которой до 13 раз меньше чем на тепловых электростанциях.

Современное электропотребление России составляет около одного триллиона кВт·ч в год. По прогнозу РАО ЕЭС России к 2020 году ожидается рост его до 1540 млрд кВт·ч. В Российской Федерации в прошлом столетии были намечены к строительству 898 гидроэлектростанций с выработкой 1195 млрд кВт·ч электроэнергии. К началу XXI века из них было построено около 130 больших и малых ГЭС с годовой выработкой более 160 млрд кВт·ч. К настоящему времени имеются проектные проработки по 680 ГЭС общей мощностью около 230 млн кВт с годовой выработкой более 1000 млрд кВт·ч электроэнергии. Перечень и характеристики этих ГЭС приведены в приложении 3, а часть из них показана на прилагаемой карте-вклейке [16].

Препятствием для полного отказа от потребления электроэнергией России углеводородного топлива является дисбаланс в производстве гидроэнергии в различных регионах страны. Он, однако, в значительной мере может быть скорректирован техническими и организационными мероприятиями.

Во-первых, переброской на Урал и в Поволжье электроэнергии от крупных восточных ГЭС по линиям электропередачи постоянного тока напряжением 1500 кВ Европейская часть – Сибирь – Дальний Восток.

Во-вторых, максимальным использованием энергопотенциала малых рек, особенно в дефицитных по выработке гидроэнергии регионах страны: Северо-Западном, Центральном, Приволжском и Уральском. Каждый водоток в этих регионах должен использоваться для выработки электроэнергии, а каждый населенный пункт иметь свою малую или большую ГЭС.

В-третьих, строительством новых промышленных предприятий, как правило, в обеспеченных гидроэнергией местностях.

В-четвертых, перебазированием в течение переходного периода (40-50 лет) амортизированных или с устаревшей технологией предприятий и нарушающих экологию региона производств в районы с резервами гидроэнергии (преимущественно на площадки строящихся ГЭС, производственные базы и жилой фонд которых после окончания строительства может быть использован для этих целей).

Представляется целесообразным, например, перебазировать ряд химических и нефтеперерабатывающих предприятий из густо заселенных бассейнов рек Волги и Оки в районы Западной Сибири. При этом будет значи-

тельно улучшено экологическое состояние рек Волжского бассейна и высвобождены мощности нефтепроводов для экспорта сэкономленных при переходе на гидроэнергию нефти и газа в Европу.

В-пятых, сохранением в дефицитных по гидроэнергии регионах (Северо-Западном, Центральном и Приволжском) производства необходимого количества электроэнергии высокоэффективными действующими тепловыми и атомными станциями, а также повсеместно большинством ТЭЦ промышленных предприятий.

В-шестых, переводом всей жилой и бытовой сферы Сибири и Дальнего Востока на электрическое и электробойлерное теплоснабжение.

Гидроэлектрификация России в современных условиях, в отличие от известного плана ГОЭЛРО, решавшего задачу количественного обеспечения страны электроэнергией в кратчайшие сроки, позволяет качественно преобразовать ее электроэнергетику и попутно решить многие трудно решаемые проблемы.

Главная из них – это проблема сохранения отечественной промышленности. Переход на возобновляемую энергию ГЭС со снижением за счет ее дешевизны затрат на добычу и переработку полезных ископаемых в самых отдаленных районах страны позволяет полностью удовлетворить условия достижения конкурентоспособности продукции российской промышленности на мировом рынке и этим обеспечить сохранность отечественной промышленности независимо от наличия нефти и газа.

Попутно при строительстве множества ГЭС, в том числе в самых удаленных местностях страны, решаются проблемы:

строительства современных дорог на всей территории России и хозяйственного освоения отдаленных районов страны на базе освобождаемых после возведения ГЭС благоустроенных городов и поселков гидростроителей; создание на базе существующих новых водохранилищ единой внутренней водно-транспортной системы России от Балтийского и Черного морей до Тихого океана;

повышения занятости населения и обеспечения значительной его части жильем;

замены изношенного оборудования ТЭС и АЭС путем замещения последних новыми гидростанциями;

снижения затрат на реконструкцию и эксплуатацию жилищно-коммунального хозяйства городов и поселков, переводимых на электрическое и электробойлерное теплоснабжение с ликвидацией ТЭЦ, котельных и многокилометровых тепловых сетей;

улучшения экологической обстановки во многих промышленных районах страны и уменьшения на 35-40 % выбросов углекислого газа в атмосферу (парникового эффекта).

Гидроэлектрификация страны требует направления на гидростроительство в течение примерно 40 лет по 2,0-2,5 млрд долларов в год и ежегодно ввода на ГЭС в течение этого времени по 5-6 млн. кВт новых мощностей.

Уверова 1. Э.  
Выполнимость этой задачи подтверждается вводом в СССР в 70-х годах прошлого столетия по 10-13 млн кВт энергетических мощностей в год, в том числе до 3,5 млн кВт на гидроэлектростанциях [94].

При гидроэлектрификации по мере ввода новых мощностей на ГЭС должны выводиться в резерв или ликвидироваться соответствующие мощности на тепловых электростанциях и сокращаться потребление электроэнергетикой углеводородного топлива. В результате все затраты на качественную реконструкцию энергетики России компенсируются низкой себестоимостью энергии на новых ГЭС и продажей сэкономленного топлива за рубеж. Ожидаемая при этом прибыль (особенно при сохранении в переходный период существующих цен на электроэнергию) столь значительна, что позволит в полной мере компенсировать возможные убытки от остановки неположительно амортизированных ТЭС и сохранения тех из них, которые являются основными потребителями угледобывающих предприятий (приложение 3.1).

Однако для финансирования гидростроительства на первом этапе (в течение примерно 10 лет) необходимо будет привлечь все возможные источники – федеральный бюджет, бюджеты субъектов Федерации, средства РАО ЕЭС и заинтересованных отраслей промышленности, а также свободные средства населения.

За счет федерального бюджета целесообразно строить наиболее крупные ГЭС мощностью более 2-3 млн кВт, за счет средств РАО ЕЭС – гидроэлектростанции мощностью более 500 тыс кВт и за счет бюджетов субъектов Федерации – гидроэлектростанции меньшей мощности.

Особенно целесообразно привлечение средств населения и мелких предпринимателей путем организации в каждом из субъектов Федерации АО по строительству ГЭС под гарантии региональных администраций с систематической выплатой процентов на вложенный капитал. При некотором удорожании стоимости гидроэлектростанций это будет существенно способствовать популяризации гидроэлектрификации и претворению ее в жизнь [0.10].

Массовое гидростроительство с неизбежным вмешательством в природные условия многих регионов требует кардинального повышения культуры проектирования и строительства этих сооружений в части воздействия на окружающую среду. Строительство гидроэлектростанций, как свидетельствует мировой опыт, должно и может не ухудшать, а улучшать условия жизни людей.

Возможность реализации изложенной программы развития гидроэнергетики России в сжатые сроки основывается на успешном строительстве в нашей стране в прошлом столетии гидроэлектростанций в самых неблагоприятных природно-климатических условиях. Излагаемый ниже опыт отечественного гидростроительства призван способствовать решению новым поколением гидростроителей выпавших на его долю задач.

# Глава 1. ОСНОВЫ ОРГАНИЗАЦИИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

## 1.1. Выбор ГЭС

Географическое положение намечаемой к строительству ГЭС определяется схемой использования гидроэнергетических ресурсов реки с учетом возможности и экономической целесообразности передачи ее электроэнергии потребителям. Такие схемы разработаны по каждому региону страны для большинства крупных и средних рек с указанием расположения наиболее перспективных по природным условиям створов будущих ГЭС. По мере более глубокого изучения рек они постоянно уточняются [95].

Примером схемы использования гидроэнергетических ресурсов реки может служить схема использования гидроэнергоресурсов рек Волжского бассейна. Этой схемой первоначально была определена возможность строительства на Волге и ее притоках гидроэлектростанций в 75 створах. Из них к 80-м годам прошлого века были построены 14 ГЭС: 8 на Волге (Иваньковская, Угличская, Рыбинская, Горьковская, Чебоксарская, Куйбышевская, Саратовская, Сталинградская), 3 на Каме (Камская, Воткинская, Нижнекамская), Сходнинская на канале Москва-Волга, Павловская на р. Уфе и Широковская на Косье. К этому же времени строительство гидроэлектростанций в 21 створе по экономическим, социальным и другим причинам было признано нецелесообразным (3 створа на Суре, 4 – на Уфе, по два на реках Белая, Чусовая, Ай и Вильва, по одному на Инзере, Косье, Усьве и Серебрянке). Анализ еще 12 створов указывает на нецелесообразность строительства в них в обозримом будущем ГЭС с потенциальной выработкой 8446 кВт·ч электроэнергии (около 1,7% электропотребления региона). К ним относятся: Нижне-Волжская ГЭС, строительство которой может нанести непоправимый ущерб рыбным запасам осетровых на Каспии и сельскому хозяйству Волго-Ахтубинской поймы; 8 створов на Оке и Клязьме в густонаселенных районах Московской (2 створа), Нижегородской (2 створа), Рязанской (2 створа), Калужской и Владимирской областей; один створ в верховьях Волги и два на р. Тверца в Тверской области. В оставшихся 26 створах могут быть построены ГЭС общей мощностью 7765 МВт с выработкой 11065 млн кВт·ч электроэнергии (приложение 2). Пять из них: Переволоцкую, Калининскую и Старицкую на Волге, Поньшскую на Чусовой и Нижнесуянскую на Уфе – намечалось построить в конце прошлого столетия, а еще 12 предполагалось начать после 2000 года [0.12].

По соображениям экономики и организации работ строительство ГЭС целесообразно выполнять каскадами с последовательным выполнением однотипных работ на нескольких гидроузлах каскада поточным методом. Однако требуемые при этом капиталовложения превосходят возможности любого государства, а вводимые энергетические мощности трудно эффективно использовать. Поэтому выбор ГЭС для строительства производится, как

правило, на основании сравнения нескольких конкурирующих вариантов и зависит от многих факторов. В первую очередь от возможности удовлетворения энергетических, транспортных или водохозяйственных потребностей ближайших промышленных и народнохозяйственных комплексов; природных условий; экономической эффективности будущего сооружения; размеров затопления водохранилищем ценных земель; степени удаленности от магистральных дорог и пр. Такой подход к строительству ГЭС четко прослеживается в выполненной в XX веке программе гидроэнергетического строительства в СССР (приложение 1).

В современных условиях, в связи с изменением социально-экономического строя в нашей стране, существовавший ранее порядок строительства ГЭС требует корректив.

Во-первых, в Европейской части страны целесообразно в первую очередь строить гидроузлы с наименьшей себестоимостью электроэнергии и минимумом затопления полезных земель водохранилищами, а в восточных регионах ее – большие и малые гидроэлектростанции для обеспечения электроэнергией предприятий горнодобывающей и горноперерабатывающей промышленности и в местах возможного расположения новых промышленных комплексов.

Во-вторых, при выборе створа для ГЭС, водохранилище которой располагается на территории нескольких административно-территориальных образований страны, крайне важно заблаговременно выявлять источники компенсации затрат на эксплуатацию водохранилища.

В условиях рыночной экономики при негосударственной или смешанной собственности намеченной к строительству ГЭС таким источником могут быть только доходы от выработки электроэнергии. Потому до начала строительства её должен быть согласован вопрос о распределении этих доходов между заинтересованными сторонами. Наиболее справедливым представляется распределение их пропорционально степени использования гидроэлектростанцией гидроэнергетического потенциала реки каждого из административно-территориальных образований с учетом объема затоплений их земель водохранилищем и факта строительства ГЭС. Отсутствие решения этого вопроса к началу строительства ГЭС может повлечь неблагоприятные последствия для эксплуатации ее.

Примером может служить Чебоксарская ГЭС на р. Волге мощностью 1404 МВт с проектной годовой выработкой электроэнергии 3530 млн кВт·ч, построенная в Чувашии в 86 км ниже выклинивания водохранилища Куйбышевской ГЭС. Используемый ею статический напор составляет 15 м, из которого 5% приходится на Республику Мари Эл и 95% – на Нижегородскую область. Как следствие этого годовая выработка ею электроэнергии при НПУ на 89% обеспечивается за счет гидроэнергоресурсов



сурсов Марийской республики и Нижегородской области и только на 11% – за счет потенциальных энергоресурсов чувашского участка Волги и Суры .

Водоохранилище Чебоксарской ГЭС, протяженностью по Волге 341 км, затопливает 168 тыс. га земель и угодий, из которых на Марийскую Республику и Нижегородскую область приходится соответственно около 45 и 40%. В целях уменьшения затоплений на водоохранилище построены 15 инженерных защит с более чем 130 км дамб и 32 насосными станциями. Из них только 3 самые небольшие защиты расположены в Чувашии (рис. 1.1).

Введенная в действие в 1981 году, при напоре в две третьих от статического, Чебоксарская ГЭС уже более 20 лет находится во временной эксплуатации. Из-за возражений Нижегородской области и Республики Мари Эл дальнейшее наполнение водоохранилища приостановлено по причине отказа владельцев ГЭС компенсировать эксплуатационные затраты по нему. В результате построенные сооружения гидроузла используются неэффективно, а инженерные защиты постепенно разрушаются вследствие временного характера крепления дамб ниже отметки существующего водоохранилища [0.10].

## 1.2. Организация проектирования ГЭС

Разработке проекта любой ГЭС предшествуют многолетние инженерные изыскания в конкурирующих створах и глубокое изучение природных условий строительства: топографии, геологии, климата, гидрологического и ледового режима реки.

При изучении режима реки и климата используются наблюдения Гидрометеослужбы РФ. Инженерно-геологические и гидрологические изыскания выполняются специальными изыскательскими партиями (экспедициями) по заданиям соответствующих проектных институтов. В процессе инженерных изысканий ими должны быть установлены фильтрационные и физико-механические свойства горных пород и строительных материалов, изменение расходов и уровней водотока в течение года, ледовый и термический режим реки, движение взвешенных и донных наносов и пр. Недостаточно тщательное выполнение изысканий в створе будущей ГЭС (особенно инженерно-геологических) может повлечь негативные последствия для строительства гидроузла.

В проекте Миатлинской ГЭС на р. Сулак мощностью 220 МВт при напоре 60 м, например, построенной в узком, глубиной более 500 м, каньоне с крутым левым бортом и более пологим, покрытым многометровым слоем делювиальных отложений, правым, была принята компоновка основных сооружений с водосливной арочной плотиной высотой 87 м и расположенным в русле приплотинным зданием ГЭС на 2 агрегата. Устойчивость делювия на правом склоне ущелья по результатам инженерно-геологических изысканий не вызвала сомнений при проектировании. Однако после разработки котлована под основные сооружения и подрезки им правого склона устойчивость делювиальных отложений на нем выше здания ГЭС была на-

рушена и они начали сползать в русло реки. Строительство гидроэлектростанции в русле стало технически сложным и экономически нецелесообразным. От утвержденной компоновки пришлось отказаться, здание ГЭС перенести на левый берег на 1,7 км вниз по течению реки с проходкой к нему деривационного тоннеля (рис. 1.2). Строительство гидроузла было задержано на несколько лет, а стоимость его существенно увеличилась.

Проектирование речных гидроэлектростанций и связанных с их возведением сооружений выполняют в нашей стране специализированные институты, преимущественно Гидропроект им. С.Я.Жука и Ленгидропроект, выступающие в качестве генеральных проектных организаций. Каждый из этих институтов осуществляет проектирование ГЭС в пределах определенного региона страны, ориентировочно: Гидропроект – для Европейской части и Сибири, Ленгидропроект – для Крайнего Севера, Дальнего Востока и Дагестана на Северном Кавказе.

Проектно-изыскательский институт Ленгидропроект, расположенный в Санкт-Петербурге, является старейшей в области гидростроительства проектной организацией страны (создан в 20-х годах XX века). По его проектам построены более 60 гидроэлектростанций, в том числе первенцы отечественной гидроэнергетики – Волховская и Днепровская ГЭС, крупнейшие в стране Саяно-Шушенская и Красноярская ГЭС на Енисее; первые ГЭС в бассейне Амура – Зейская и Бурейская, на Оби – Новосибирская и в Восточной Сибири – Усть-Хантайская, Мамаканская, Вилюйские и Тельмаманская; каскады крупных ГЭС на Иртыше (Бухтарминская, Усть-Каменогорская и Шульбинская в Казахстане), на Сулаке (Чиркейская, Миатлинская и Ирганайская в Дагестане) и на Колыме (Колымская и Усть-Среднеканская); возведены каскады гидроэлектростанций на реках Ковде, Суне, Выге, Кемь и Свири в Карелии; Туломе, Ниве, Вороньей и Серебрянке на Кольском полуострове; на Алмаатинке в Казахстане. По проектам и с технической помощью Ленгидропроекта строился целый ряд ГЭС за рубежом, в том числе Бхакра в Индии, Саньмынься в Китае и некоторые другие. О высокой квалификации этого института говорит и тот факт, что технические решения в проектах Волховской и Свирских ГЭС легли в основу разработанной советскими гидротехниками теории возведения гидросооружений на слабых (нескальных) основаниях, а конструктивные решения сооружений Саяно-Шушенской, Чиркейской, Красноярской и некоторых других ГЭС вплотную приблизились к лучшим образцам мирового плотиностроения.

Проектно-изыскательский и научно-исследовательский институт Гидропроект им. С.Я.Жука в Москве длительный период являлся головной проектной организацией Советского Союза по изысканиям и проектированию крупных гидроэнергетических и гидротехнических объектов и сооружений. Он имел отделения или филиалы в Ленинграде, Ташкенте, Харькове, Тбилиси, Ереване, Баку, Алма-Ате, Красноярске и Куйбышеве. В его состав входили также научно-исследовательский сектор, конструкторское бюро, Угличский экспериментальный ремонтно-механический завод, Ленинградский ремонтно-механический экспериментальный завод, Центральная база оборудования и экспериментальная база. По его проектам построены не-



сколько десятков крупных ГЭС и гидротехнических объектов. В их числе: канал Москва-Волга, Волго-Донской канал, Волжский и Камский каскады в составе 14 ГЭС, Загорская ГАЭС, каскады гидроэлектростанций на Ангаре (Братская, Усть-Илимская, Богучанская, Иркутская), на реках Северного Кавказа, на р. Даугаве в Латвии, на р. Нарыне в Киргизии (Токтогульская и Курпсайская), на реке Вахше (Нурекская и Рогунская ГЭС) в Таджикистане и т.д., а также целый ряд крупных гидротехнических объектов за рубежом (Ассуанская ГЭС в Египте, ГЭС Наглу в Афганистане, ГЭС Хоабинь и Хадита во Вьетнаме и др.).

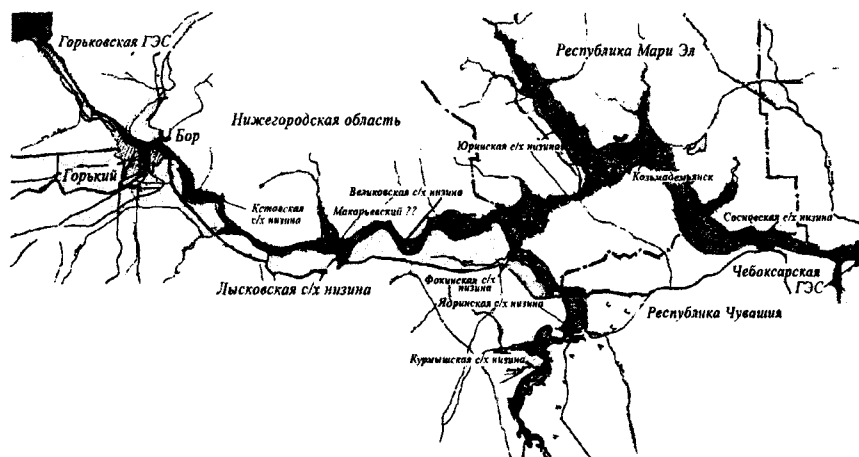


Рис. 1.1. Схема водохранилища Чебоксарской ГЭС на р. Волге с расположением основных инженерных защит сельхознизи и населенных пунктов

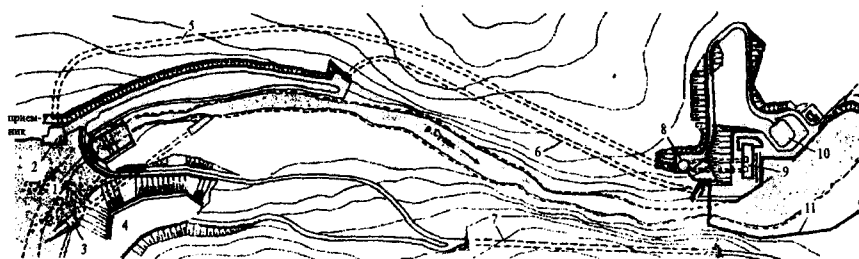


Рис. 1.2. Миатлинская ГЭС на р. Сулак с измененной компоновкой сооружений вследствие оползня делювиальных отложений на правобережном склоне:

1 – плотина, 2 – водоприемник деривационного тоннеля, 3 – строительный тоннель, 4 – упорный контр-банкет правобережного склона, 5 – подводный тоннель к ГЭС, 6 – левобережный транспортный тоннель, 7 – правобережный транспортный тоннель, 8 – уравнильный резервуар, 9 – здание ГЭС, 10 – ОРУ 110 кВ, 11 – водопровод

Для руководства проектными работами по ГЭС генпроектировщик назначает главного инженера проекта – специалиста, имеющего опыт проектирования и строительства подобных объектов. На него возлагается ответственность за качество проекта, обеспечение утвержденных технико-экономических показателей при строительстве и координация работы всех организаций и подразделений над отдельными частями проекта.

Проект основных сооружений разрабатывается группой специалистов при главном инженере проекта. Проектирование специальных и вспомогательных сооружений, организации строительства и производства работ, разработку смет, гидравлические и статические исследования, дополнительные инженерные изыскания и другие проектные работы выполняют по заданию главного инженера проекта специализированные отделы институтов или привлеченные к проектированию гидроузла на правах субподрядчиков сторонние научно-исследовательские организации (ВНИИГ им Б.Е.Веденева, НИС Гидропроекта или вузы).

Всероссийский научно-исследовательский институт гидротехники им. Б.Е.Веденева – один из старейших научно-исследовательских институтов страны, расположен в Санкт-Петербурге и является головным в области гидротехнического строительства. На него возложена координация научно-исследовательских работ, выполняемых различными научными и проектными организациями и вузами. В г. Красноярске, Нарве и Ивангороде институт имеет экспериментальные базы для проведения модельных и крупномасштабных исследований гидроузлов, гидротехнических сооружений, их элементов и технологических схем. Основными направлениями его деятельности являются: обоснование и оптимизация компоновок гидроузлов, исследования гидравлики сооружений, русел и акваторий (в том числе пропуска строительных расходов и перекрытия русел); исследования ледовых проблем бьефов и сооружений; исследования оснований (в том числе в области инженерной геологии и механики грунтов) грунтовых и подземных сооружений; исследования бетонных и железобетонных сооружений (в том числе разработки в области технологии бетона и бетонных работ); обеспечение безопасности гидротехнических сооружений; совершенствование нормативной базы отрасли, т.е. разработка новых стандартов, нормативных документов и пособий к ним на основе обобщения научных исследований, практики проектирования, строительства и эксплуатации энергетических объектов. Без научно-технической помощи этого института в процессе проектирования, строительства или эксплуатации не обошлось возведение практически ни одного гидротехнического объекта страны и ни одно строительство по российским проектам гидросооружений за рубежом.

Научно-исследовательский сектор (НИС) Гидропроекта им. С.Я.Жука располагается в пригороде Москвы вблизи Сходненской ГЭС и дополнительно включает Волгоградский и Горьковский отделы исследований, расположенные в Волгограде и в Нижегородской области. Он выполняет теоретические, экспериментальные и натурные исследования, связанные с проектированием и строительством гидротехнических сооружений. В лабораториях, на полигонах и на стройках НИС ведет ги-

дравлические, фильтрационные, гидроэнергетические и сейсмические исследования сооружений, испытания гидромеханического, энергетического и электротехнического оборудования, исследует прочность и напряженное состояние конструкций под действием статических и динамических нагрузок, дает оценку работы оснований, подбирает строительные материалы, выполняет наблюдения за работой сооружений в натуре.

Для оперативного решения возникающих в процессе строительства ГЭС технических вопросов, разработки и привязки к местным условиям отдельных рабочих чертежей генеральным проектировщиком организуются на строительных площадках группы рабочего проектирования (ГРП). На них возлагается также авторский надзор за соблюдением проектных решений в ходе строительства.

В зависимости от сложности ГЭС проектируются в одну или две стадии. На первой стадии разрабатывают проект основных сооружений со сводным сметным расчетом и проектом организации строительства (ПОС). В проекте основных сооружений решаются вопросы выбора конструкции и компоновки сооружений, расчета их прочности и устойчивости, определяются объемы работ и технико-экономические показатели ГЭС.

Сметную стоимость ГЭС на стадии проекта устанавливают по укрупненным сметным нормативам, прейскурантам и аналогам. При этом стоимость каждого из основных сооружений, включаемых в главу 2 СФР, определяют расчетом по объемам работ и укрупненным показателям, а стоимость работ по остальным главам и разделам СФР принимают в процентном отношении от суммарной стоимости главы 2 (приложение 11.1).

ПОС является важнейшим документом проекта. Он призван служить основой для планирования и организации всего комплекса работ по строительству ГЭС. В нем устанавливают: способ пропуска расходов реки в период производства работ в русле, общую схему организации строительства, состав и мощности предприятий производственной базы, источники обеспечения строительства всеми видами материалов и ресурсов, объемы и последовательность выполнения основных и подготовительных работ; методы, темпы и сроки производства работ по всем объектам строительства; потребность в рабочих кадрах, строительном оборудовании и материальных ресурсах; сроки поставки основного оборудования; оптимальные сроки строительства в целом и его очередей; сроки ввода в действие производственных мощностей; планы финансирования по годам строительства и технико-экономические показатели по основным видам работ и строительству в целом.

На второй стадии проектирования ГЭС разрабатываются рабочие чертежи и сметы к ним. По сложным объектам выполняются дополнительные проработки и исследования, уточняющие технические решения проекта.

Техническая документация второй стадии проекта ГЭС включает общие и детализированные рабочие чертежи по каждому объекту гидроузла, ведомости строительных и монтажных работ, ведомости потребности в строительных материалах, конструкциях и оборудовании; сметы, составленные на основании объемов работ по рабочим чертежам и единичным расценкам и учитывающие, как правило, фактические методы производства работ на стройплощадке; проекты производства основных видов работ (ППР).

ППР обычно содержат: стройгенплан объекта; графики выполнения работ по нему; графики поступления на объект основных материалов, конструкций и оборудования; графики работы основных строительных машин; технологические карты и схемы выполнения сложных работ; рабочие чертежи временных зданий и сооружений и внутрипостроечных дорог; мероприятия по технике безопасности.

Разработке проектов особо крупных и сложных ГЭС нередко предшествует составление ТЭО – технико-экономического обоснования проекта. В нем определяют основные параметры и ориентировочную стоимость гидроузла, которая не подлежит изменению на последующих стадиях проектирования. Стоимость проектных и изыскательских работ при этом в целом составляет примерно 2,5% от капитальных вложений или до 4% от сметной стоимости строительного-монтажных работ проектируемой ГЭС.

Все разработанные проекты ГЭС подлежат согласованию и утверждению в установленном порядке. Проекты наиболее крупных и важных для народного хозяйства сооружений (особенно при строительстве их с участием капиталовложений из госбюджета) утверждаются после прохождения экспертизы Госстроя РФ Советом Министров Российской Федерации. Проекты прочих гидроузлов проходят ведомственную (в том числе, экологическую) экспертизу и утверждаются ведомствами-заказчиками.

### 1.3. Формы организации строительства ГЭС

В строительстве применяют два способа выполнения работ: хозяйственный и подрядный. При хозяйственном способе строительство и эксплуатация объекта осуществляются одной организацией. Строительная организация является нередко временной и после окончания стройки ликвидируется. Как следствие она слабо заинтересована в развитии собственной производственной базы, в совершенствовании методов работ, в повышении квалификации кадров и не может обеспечить высокие показатели строительства.

При подрядном способе эксплуатирующая объект организация является заказчиком, а строящая – подрядчиком. Таким разделением функций достигаются: широкая специализация строительного-монтажных организаций,

постоянная заинтересованность их в развитии собственной производственной базы, совершенствовании строительной техники, в разработке и внедрении прогрессивных методов работ, в непрерывном повышении квалификации кадров, лучшем использовании строительных механизмов и оборудования и, как следствие, – более высокие показатели производства.

До 50-х годов прошлого века строительство ГЭС в нашей стране осуществлялось преимущественно хозяйственным способом. Однако вследствие значительной продолжительности строительного цикла на ГЭС и практически постоянного характера строительных и монтажных коллективов, переходивших без перерывов со строительства одной ГЭС на другую, присущие этому способу недостатки мало отражались на результатах работ. Более того, так как на строителях лежала ответственность за соблюдение сметного лимита, то они были заинтересованы во всемерном снижении непроизводительных затрат из смет и перерасходы по ним были редки.

В середине 50-х годов в связи с переходом большинства строительных отраслей в нашей стране на более прогрессивный подрядный способ строительства последний был принят и в гидростроительстве. В результате гидростроители утратили заинтересованность в снижении сметной стоимости ГЭС и в значительной мере стимулы для повышения качества работ. Это повлекло многократное превышение сметного лимита по многим строящимся гидроузлам и нанесло несомненный ущерб качеству строительства их. В последнее время имеет место тенденция частичного возрождения хозяйственного способа в гидростроительстве, в частности, внедрением метода строительства «под ключ».

Функции заказчика при строительстве ГЭС в условиях рыночной экономики могут выполнять районные энергетические управления (АО «Энерго»), подчиненные им дирекции строящихся ГЭС либо организованные для финансирования строительства таких объектов акционерные общества (АО «ГЭС»), а обязанности подрядчика – территориальные строительные управления или тресты, специализирующиеся на строительстве гидротехнических объектов.

В обязанности заказчика входит: обеспечение разработки и утверждения проектно-сметной документации и финансирования работ по годам строительства, размещение заказов и обеспечение поставки заводами-изготовителями всех видов технологического оборудования; систематический контроль за выполнением работ в соответствии с проектом по объемам, стоимости и качеству; приемка и оплата выполненных работ, приемка в эксплуатацию законченных объектов и комплексов сооружений.

Обязанности подрядчика заключаются в выполнении строительно-монтажных работ в соответствии с проектом, техническими условиями (ТУ) и согласованными сроками; в опробовании и испытании смонтированного технологического оборудования и сдаче заказчику полностью законченного объекта.

Строительная организация, являясь генподрядчиком, как правило, привлекает для выполнения отдельных видов работ специализированные организации, работающие на правах субподряда. При этом генподрядчик несет перед заказчиком ответственность за весь комплекс работ, включая выполняемые субподрядчиком.

Взаимоотношения между заказчиком и подрядчиком регламентируются генеральным договором, заключаемым на весь период строительства ГЭС. К нему ежегодно (кроме первого года) сторонами заключаются дополнительные соглашения, которыми уточняются перечни объектов и объемов работ на очередной год, сроки представления заказчиком проектно-сметной документации, сроки поставки технологического оборудования и другие вопросы по регулированию хода строительства.

Генеральный договор готовится подрядчиком. Заказчик при этом представляет ему: утвержденный титульный список с распределением по годам строительства капложений, объемов работ и вводов в действие производственных мощностей; проект и сводную смету объекта; акт об отводе земель под строительство; каталог единичных расценок и ценников; внутрипостроечный титульный список на первый год строительства; график поставки в первом году технологического оборудования.

Документом для финансирования строительства и расчетов между заказчиком и подрядчиком за выполненные работы является сводная смета, утверждаемая одновременно с проектом. Оплата выполненных подрядчиком работ производится заказчиком через банк на основании актов приемки законченных работ и объектов.

#### 1.4. Строительные и монтажные организации в гидростроительстве

В строительстве ГЭС участвуют два вида организаций: генподрядные общестроительные управления или тресты и субподрядные специализированные тресты или объединения (фирмы).

Генподрядные управления и тресты являются территориальными строительными организациями. Они ведут строительство промышленных, гражданских и гидротехнических сооружений в одной или нескольких областях страны (как правило, в бассейне какой-либо крупной реки) и выполняют все виды гидротехнических и общестроительных работ (кроме монтажа технологического оборудования). В своем составе они могут иметь общестроительные (СМУ, ПМК, участки) и специализированные подразделения по строительству и эксплуатации дорог, линий и сооружений энергоснабжения, теплоснабжения и связи: отделы, управления или конторы материально-

технического снабжения (УПТК, КМТС) и жилищно-коммунального хозяйства (ЖКХ).

Основу производственной мощности генподрядных управлений составляют кадры квалифицированных гидростроителей, парк общестроительных механизмов и транспортных средств, собственная жилая и производственная база. В состав последней обычно входят ремонтно-эксплуатационные предприятия строительных машин и транспорта, предприятия по производству металлоконструкций, лесоматериалов и деревянных конструкций, сборного железобетона, стройматериалов и т.п. Число и характер структурных подразделений и подсобных предприятий зависят от объемов работ, производственных условий, характера и компоновки сооружений и природных особенностей стройплощадки. Число строительных участков, являющихся ведущей структурной единицей на строительстве ГЭС, не ограничивается и определяется численностью рабочих и производственной необходимостью.

Специализированные тресты и объединения являются, как правило, общереспубликанскими и располагаются в крупных городах. Они выполняют работы своего профиля как на территории страны, так и за рубежом. На площадках строящихся ГЭС они организуют специализированные управления или участки (в зависимости от объема работ) и работают на правах субподряда. Основу их производственной мощности составляют кадры высококвалифицированных специалистов узкого профиля, собственный парк специальных машин, свои заводы по изготовлению механизмов, оборудования и конструкций своего профиля, проектные конторы (или институты) и экспериментальная база. Это позволяет им оперативно совершенствовать конструкции и технологию работ, создавать новые более производительные механизмы для выполнения своих работ и достигать более высоких, по сравнению с общестроительными организациями, производственных показателей. Доля участия специализированных организаций в общем объеме работ при возведении ГЭС в зависимости от характера сооружений составляет от 15 до 40%.

К общестроительным организациям, способным выполнять строительство гидроэлектростанций на территории Российской Федерации и за рубежом, в настоящее время относятся:

*Братскгэсстрой*, сооружающий гидроэлектростанции и сопутствующие им крупные промышленные комплексы в бассейне реки Ангары. Этим крупнейшим гидротехническим коллективом построены Братская и Усть-Илимская ГЭС с высокими бетонными плотинами, мощные производственные базы, крупные города и крупнейшие в стране целлюлозно-бумажные комбинаты при каждой из них, а в настоящее время заканчивается строительство четвертой ступени Ангарского каскада Богучанской ГЭС.

*Бурягэсстрой* (бывший Зейгэсстрой), построивший в бассейне р. Амур Зейскую ГЭС с высокой бетонной контрфорсной плотиной и в настоящее время сооружающий на р. Буре, вторую аналогичную гидроэлектростанцию – Бурейскую.

*Виллойгэсстрой*, осуществивший в крайне суровых климатических условиях строительство на реке Вилюй в Якутии на базе гидроузла с каменно-земляной плотиной двух гидроэлектростанций – Вилюйской ГЭС-1 и Вилюйской ГЭС-2, а в настоящее время завершающий сооружение Вилюйской – ГЭС-3.

*Колымагэсстрой*, построивший в условиях сурового климата Северной климатической зоны Колымскую ГЭС с высокой каменно-земляной плотиной и подземной гидроэлектростанцией. В настоящее время он заканчивает сооружение нижележащей Усть-Среднеканской ГЭС и имеет богатую перспективу гидроэнергостроительства в бассейне реки Колымы.

*Красноярскгэсстрой*, осуществивший строительство двух крупнейших в стране Красноярской и Саяно-Шушенской ГЭС, соответственно, с высокой гравитационной и сверхвысокой арочно-гравитационной плотинами и также имеющий богатую перспективу строительства гидроэлектростанций в бассейне Енисея.

*Севгидрострой*, осуществивший строительство целого ряда довольно крупных гидроэлектростанций на Кольском полуострове и в Карелии (в том числе, уникальной подземной Нивской ГЭС-3) и активно продолжающий освоение богатых гидроэнергоресурсов этих регионов.

*Ставропольгидрострой* – крупнейшая энергостроительная организация на Северном Кавказе, активно осваивающая богатые гидроресурсы бассейна р. Кубани и региона. На Кубани и ее притоках им построены ряд достаточно крупных ГЭС и гидромелиоративных систем, развитие которых продолжается.

*Чиркейгэсстрой* – крупный строительный коллектив по сооружению гидротехнических объектов в Республике Дагестан на Северном Кавказе. Им в сложнейших природных условиях (геологических и сейсмических) построены крупнейшая в этом регионе Чиркейская ГЭС на р. Сулак со сверхвысокой арочной плотиной и расположенная ниже ее Миатлинская ГЭС с аналогичной плотиной и деривационной ГЭС. В настоящее время этим коллективом заканчивается сооружение двух вышележащих ступеней каскада – Ирганайской ГЭС с высокой каменно-земляной плотиной и деривационной гидроэлектростанцией и Гочатлинской ГЭС.

Все перечисленные выше коллективы являются акционерными обществами, специализируются на возведении гидроэлектростанций и гидротехнических сооружений и выполняют работы на правах генподрядчика.

К специализированным субподрядным организациям, выполняющим работы по своему профилю на гидротехнических стройках страны и за рубежом, относятся всероссийские тресты Гидромонтаж, Спецгидроэнергомонтаж, Гидроэлектромонтаж, Гидромеханизация и объединение Гидроспецстрой.

Трест *Гидромонтаж* базируется в Москве и выполняет на всех строящихся и эксплуатируемых гидроэлектростанциях страны монтаж металлических конструкций и гидромеханического оборудования (затворов и сороудерживающих решеток,

закладных частей для них, эксплуатационных кранов, гидроподъемников и пр.), большинство которых изготавливается на его заводах. Он же на строящихся ГЭС нередко изготавливает на своей базе и монтирует практически все строительные металлические и арматурные конструкции (армофермы, армокаркасы, армосетки и тяжелую арматуру), а также осуществляет монтаж сборного железобетона. Наличие собственных высокопроизводительных механизмов и оборудования, а также мобильных высококвалифицированных кадров позволяют этой организации выполнять на стройках большие объемы монтажных работ в сжатые сроки.

Проектный институт этого треста «Мосгидросталь» ведет проектирование, а его специализированные заводы изготавливают для всех гидроузлов страны металлические конструкции, пазовые закладные для затворов, гидромеханическое оборудование, бетоноукладочные и козловые краны.

Расположенные в Санкт-Петербурге тресты *Спецгидроэнергомонтаж* (СГЭМ) и *Гидроэлектромонтаж* (ГЭМ) производят на всех строящихся и эксплуатируемых ГЭС страны монтаж соответственно гидросилового (гидротурбин, гидрогенераторов, насосов, компрессоров) и электрического (трансформаторов, выключателей, разъединителей, разрядников) оборудования, кабельных сетей и распределительных устройств. На некоторых стройках (Чиркейской, Рижской и Кегумской ГЭС) СГЭМ выполнял в полном объеме работы по профилю Гидромонтажа, а ГЭМ – частично работы по строительным электросетям (Рижская ГЭС).

*Производственное объединение Гидроспецстрой* базируется в Москве и специализируется на строительстве подземных сооружений, производстве открытых буровзрывных и цементационных работ, работ по устройству противofильтрационных завес, гидроизоляции и свайных оснований, укреплению грунтов и водопонижению в котлованах. В своем составе он имеет проектный институт «Гидроспецпроект» и предприятия по изготовлению необходимого для выполнения работ своего профиля специального оборудования. Аналогично Гидромонтажу объемы выполняемых Гидроспецстроем работ (особенно на гидроузлах с подземными ГЭС) весьма значительны.

Расположенный в Москве *трест Гидромеханизация* занимается намывом грунтовых плотин и различного рода дамб, а также добычей методом гидромеханизации песчаных и гравийно-песчаных материалов из обводненных (преимущественно речных) месторождений. Он имеет собственную проектную контору «Гидромехпроект» и заводы по изготовлению земснарядов и специального оборудования для выполнения работ методом гидромеханизации.

## 1.5. Периоды (этапы) строительства гидроэлектростанций

Строительство ГЭС осуществляется, как правило, в малоосвоенных регионах при отсутствии какой-либо жилой и производственной базы. Несмотря на это, на практике неоднократно имели место случаи начала строительства ГЭС с развертывания работ непосредственно на основных сооружениях без подготовки надлежащей базы. В результате продолжительность строительства увеличивалась, а работы велись с низкой производительностью и срывами.

В целях устранения этих недостатков и сокращения продолжительности строительства ГЭС строительными нормами и правилами регламентируется выполнение работ на таких сооружениях в три периода: 1 – подготовительный; 2 – период основных работ; 3 – завершающий период.

Задачей *подготовительного периода* является создание на стройплощадке условий для выполнения работ на основных сооружениях гидроузла в кратчайшие сроки промышленными методами. К работам подготовительного периода относят: освоение стройплощадки, расчистку ее территории и снос строений; строительство внешних подъездных и важнейших внутриплощадочных дорог; сооружение сетей и объектов энерго-, водо-, тепло-снабжения и связи; строительство жилых и общественных зданий для строительных кадров на объем первого года основных работ; сооружение предприятий производственной базы (бетонного и обогатительного хозяйств, автобаз, ремонтно-механических, опалубочных и арматурных предприятий, баз собственных и субподрядных организаций); подготовку строительной организации к основным работам (комплектацию кадрами рабочих и ИТР, строительными механизмами, транспортными средствами) и т.д.

На крупных гидроузлах подготовительные работы нередко разрешается начинать до утверждения основного проекта, а начало работ на основных сооружениях допускается только после завершения строительства большей части объектов подготовительного периода.

В период *основных работ* входит: строительство сооружений для пропуска расходов реки (перемычек тоннелей), сооружение плотин, зданий гидроэлектростанций, водосбросов, водоприемников и других объектов гидроузла с выполнением земляных, скальных и бетонных работ; монтажа гидросилового, гидромеханического и электрического оборудования; устройство противofильтрационных завес, укрепления оснований и т.п., а также подготовка ложа водохранилища к затоплению.

Строительство сооружений для пропуска расходов реки представляет по существу подготовку к выполнению основных работ. Выполняемые при этом работы не требуют высокой готовности производственной базы, поэтому по времени они обычно совмещаются с работами подготовительного периода.

В подготовительный период нередко начинают и некоторые из основных работ, не требующих полной готовности производственной базы и больших материально-технических ресурсов. К таким работам относятся: выполняемые методами гидромеханизации выемки и небольшие насыпи, разработка береговых примыканий сверхвысоких плотин, проходка вспомогательных подземных выработок и некоторые другие.

В течение основного периода принято выполнять только те работы, которые необходимы для ввода в эксплуатацию сооружений первой очереди

(как правило при наполнении водохранилища до промежуточной отметки). Этим, благодаря более раннему началу выработки гидроэлектростанцией электроэнергии, достигается существенный экономический эффект. Он особенно заметен при сооружении гидроузлов с большими объемами работ. Нередко к моменту ввода крупной ГЭС на полную мощность затраты на ее строительство полностью или в значительной мере окупаются выработкой электроэнергии от эксплуатации по временной схеме.

Остальная часть основных работ, вместе с работами по вспомогательным сооружениям и благоустройству гидроузла, выполняется на завершающем этапе строительства – после пуска первых (первого) агрегатов.



**Графиño Генрих Осипович (1869-1949)** – выдающийся российский гидростроитель и гидроэнергетик, участник разработки плана ГОЭЛРО. Автор проектов и руководитель строительства первых отечественных гидроэлектростанций – Волховской и Нижне-Свирской. Один из основателей отечественной школы гидростроительства. Воспитал многочисленную группу руководителей гидротехнических строек страны



**Винтер Александр Васильевич (1878-1958)** – выдающийся гидростроитель и организатор энергетического строительства, один из создателей отечественной школы гидростроительства, участник разработки плана ГОЭЛРО. Начальник строительства Днепровской ГЭС. В 30-40 гг. – зам. наркома тяжелой промышленности, руководил всем энергетическим строительством страны

## Глава 2. КОМПОНОВКА СООРУЖЕНИЙ И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА ГИДРОУЗЛА

### 2.1. Компоновки гидроузлов по производству работ

В отличие от промышленного и гражданского строительства в гидротехнике компоновка гидроузла, конструкция сооружений и организация строительства неразрывно связаны. Компоновка и конструкция сооружений определяет все стороны организации строительства гидроузла: схему пропуска расходов, последовательность возведения сооружений, расположение и характер строительного хозяйства, генеральную механизацию, методы производства работ и т.д. В отдельных же случаях, наоборот, производственные факторы предопределяют компоновку и конструкцию сооружений.

На Бухтарминской ГЭС, например, с целью приближения котлована первой очереди к подъездным дорогам, производственной базе и поселку строителей запроектированная у левого берега водосливная плотина была перемещена на правый, а здание ГЭС (несмотря на усложнение подходов к нему) сдвинуто к левому берегу (рис. 2.1).

При выборе створа Миатлинской ГЭС арочную плотину по конструктивным соображениям следовало бы расположить в узкой части ущелья (см. рис 1.2). По условиям организации работ, однако, предпочтение было отдано более широкой части ущелья, позволявшей выполнить нормальные подходы ко всем сооружениям гидроузла.

На Чиркейской ГЭС вследствие отсутствия у гидростроителей опыта строительства крупных подземных сооружений вместо первоначально намечавшегося подземного здания гидроэлектростанции (рис. 2.2) было построено открытое приплотинное со сдвоенными из-за недостаточной ширины ущелья агрегатами (рис. 2.18 и 2.19).

На Токтогульской ГЭС на р.Нарын с плотиной высотой 215 м и длиной по гребню 300 м, построенной в глубоком ущелье в районе с девятибалльной сейсмикой, применение новой для того времени технологии послыного бетонирования (освоенной ранее на итальянской плотине Альпе Джера) в значительной мере обусловило принятие вместо обычной для узкого створа арочной плотины компоновки с массивной гравитационной плотиной.

Наибольшее влияние на компоновку сооружений гидроузла оказывают: природные условия стройплощадки: топография и геология створа (ширина русла, геологическое строение его ложа и берегов), гидрология реки (расходы, характер стока, размеры половодий, частота и многоводность дождевых паводков), климат района строительства и наличие местных материалов;

конструкция основных сооружений, особенно русловой плотины, здания гидроэлектростанции и эксплуатационного водосброса;

организация работ на основных сооружениях гидроузла (особенно схема пропуска строительных расходов), расположение производственной базы, поселка и дорог.



Рис. 2.1. Бухтарминская ГЭС на р. Иртыше. Вид с нижнего бьефа



Рис. 2.2. Вариант компоновки Чиркейской ГЭС с подземным машинным залом

Компоновку при проектировании ГЭС обычно связывают с напором на сооружения. Гидроузлы по этому параметру делят на два вида: на низко- и средненапорные и на высоконапорные. Такое деление определяет положение здания ГЭС в напорном фронте и его конструкцию, но мало что говорит о характере остальных сооружений.

Поэтому представляется целесообразным (особенно для обучения начинающих гидротехников) свести множество компоновок построенных гидроузлов к пяти принципиальным компоновочным схемам, полностью характеризующим характер гидроузла:

гидроузлы с русловыми гидроэлектростанциями и земляными плотинами;

гидроузлы с бетонными плотинами и приплотинными зданиями ГЭС;

гидроузлы с грунтовыми плотинами и береговыми зданиями ГЭС;

гидроузлы в узких створах,

деривационные гидроузлы.

В первую группу входят низко- и средненапорные ГЭС на равнинных реках, во вторую, третью и четвертую – средне- и высоконапорные гидроузлы на равнинных и горных водотоках, а ГЭС пятой группы в зависимости от характера реки могут иметь как низкие, так и сверхвысокие напоры.

В самостоятельную шестую группу следует выделить компоновку гидроузлов с плотинами из укатанного бетона, которая во многом повторяет компоновку гидроузлов с грунтовыми плотинами и береговыми ГЭС, так как только такие компоновки позволяют получать максимальный экономический и производственный эффект от применения этой прогрессивной технологии.

Для каждой из этих компоновочных схем характерны свои конструкции основных сооружений, очередность возведения их, принципы организации строительства и методы производства важнейших видов работ (особенно земляно-скальных и бетонных).

## 2.2. Гидроузлы с русловыми ГЭС и земляными плотинами

Гидроузлы этого типа строят на равнинных реках с относительно невысокими берегами и руслом, сложенными мягкими (нескальными) породами. Для таких гидроузлов характерно применение земляных плотин, возводимых как правило с помощью гидромеханизации, бетонных водосливных плотин и входящих в напорный фронт зданий ГЭС руслового типа. Последние часто выполняют совмещенными с водосливной плотиной или с донными водосбросами. На судоходных реках в состав сооружений таких гидроузлов, как правило, входит шлюз с подходными каналами и аванпортом.



Напорные сооружения таких гидроузлов обычно имеют распластанный профиль с понуром в верхнем бьефе, водобоем и рисбермой в нижнем. В зависимости от топографии створа они выполняются с пойменной или русловой компоновкой.

При пойменной компоновке бетонные сооружения гидроузла размещают на незатопляемых в межень отметках поймы реки и возводят насухо или под защитой не стесняющих русло перемычек. Котлованы ГЭС и водосливной плотины, подводящий и отводящий каналы выполняют под защитой земляных дамб или незначительно стесняющих русло невысоких перемычек, которые после возведения бетонных сооружений разбирают. По готовности сооружений в объеме близком к проектному, реку перекрывают банкетом, а затем под его защитой – русловой земляной плотиной, возводимой намывом или отсыпкой грунта в воду без устройства для нее котлована. Речной поток направляют сначала через недостроенную водосливную плотину, а после завершения работ по ней и наполнения водохранилища – на турбины ГЭС.

При русловой компоновке вначале часть русла реки выгораживают перемычками. В образовавшемся котловане возводят все бетонные сооружения в объеме, близком к проектному. Река в это время течет по стесненному руслу. После бетонирования сооружений верхнюю и низовую перемычки разбирают. Поток переключают на недостроенные сооружения, а свободную часть русла перекрывают каменным банкетом. Под защитой банкета (аналогично пойменной компоновке) возводят русловую плотину (как правило путем намыва ее средствами гидромеханизации) и направляют поток на турбины ГЭС.

Бетонные сооружения равнинных гидроузлов в последнем случае стремятся располагать у одного берега, чтобы обеспечить возможность пропуска строительных расходов в одну очередь и создания единого централизованного строительного хозяйства. При расположении бетонных сооружений у разных берегов приходится практически одновременно вести работы в двух котлованах, а объекты производственной базы располагать по обоим берегам, переходя к децентрализованной схеме организации стройплощадки.

На рис. 2.3 представлена Чебоксарская ГЭС на р. Волге с русловой компоновкой бетонных сооружений. Ее здание ГЭС имеет 18 турбин и постоянные глубинные водосбросы, обеспечивающие вместе с водосливной плотиной пропуск половодья с расходом до 48000 м<sup>3</sup>/сек. Водосливная плотина включает всего 6 пролетов по 20 м и рассчитана на пропуск расхода 14000 м<sup>3</sup>/сек. В состав гидроузла входят также намывные русловая и пойменная плотины и судоходный шлюз с подходными каналами и аванпортом. Все бетонные сооружения расположены у правого берега. Это позволило возвести их в одном котловане протяженностью поперек реки около 900 м и разместить все объекты производственной базы и поселка на правом берегу. Для бес-

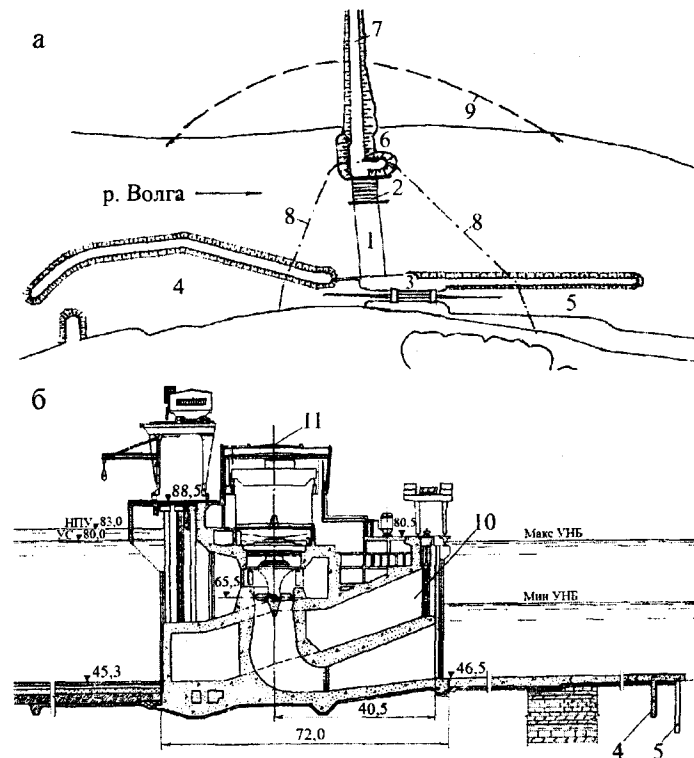


Рис. 2.3. Чебоксарская ГЭС на р. Волге:

а – компоновка сооружений, б – разрез по зданию ГЭС; 1 – здание ГЭС, 2 – водосливная плотина, 3 – судоходный шлюз, 4 и 5 – подходные каналы, 6 – русловая земляная плотина, 7 – пойменная земляная плотина, 8 – перемычки котлована бетонных сооружений, 9 – расширение судоходного хода, 10 – водосброс, 11 – автомобильная дорога

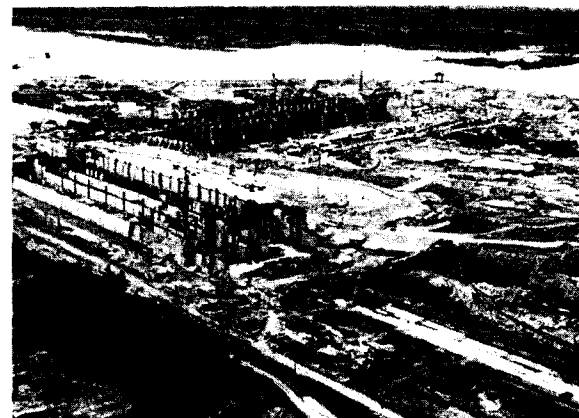


Рис. 2.4. Строительство Чебоксарской ГЭС. Вид на котлован с правого берега



печения нормального судоходства в период строительства русло реки было расширено на 150 м путем разработки песчаных грунтов левого берега средствами гидромеханизации. Организация бетонных работ в котловане этой ГЭС показана на рис. 2.4.

На рис. 2.5. изображена Ивановская ГЭС на р. Волге мощностью 30 МВт с пойменной компоновкой сооружений. Все бетонные сооружения ее расположены вне русла реки. Здание ГЭС руслового типа, включающее два агрегатных блока и монтажную площадку, и водосливная плотина из 8 пролетов по 20 м общей длиной 256 м с четырьмя донными водосбросами для пропуска строительных расходов построены на левобережной пойме под защитой невысоких не стесняющих русло реки перемычек, а однокамерный судоходный шлюз – на правом берегу в деривационном канале. Русло реки перекрыто намывной земляной плотиной высотой 24 м.

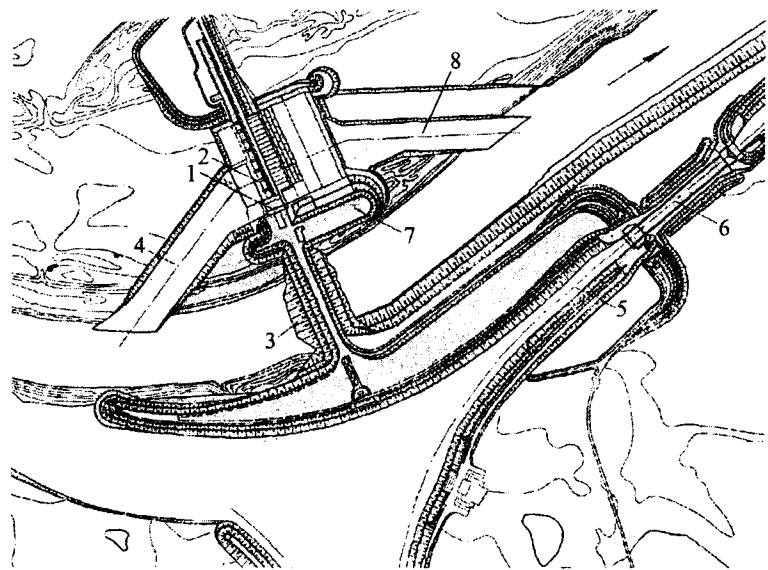


Рис. 2.5. Ивановская ГЭС на р. Волге с пойменной компоновкой сооружений: 1 – здание ГЭС, 2 – водосливная плотина, 3 – русловая земляная плотина, 4 – подводящий канал ГЭС, 5 – судоходный канал, 6 – шлюз, 7 – ОРУ, 8 – отводящий канал

На рис. 2.6. приведена компоновка Саратовской ГЭС на р. Волге мощностью 1360 МВт с выработкой 5400 млн кВт-ч электроэнергии при максимальном напоре 15 м. В состав ее сооружений входят: здание гидроэлектростанции, рыбоподъемник, русловая земляная намывная плотина длиной 840 м и высотой до 40 м с пирсом и площадками открытых распределителей, сопрягающие подпорные стенки, левобережная дамба и судоходный одноступенчатый двухниточный шлюз с подходными каналами. Здание ГЭС, совмещенное с напорными водосбросными галереями, имеет длину 990 м и включает 22 агрегатных секции и два устоя, используемых под монтажные площадки. В блоке правобережной монтажной площадки расположен контейнерный рыбоподъемник. В агрегатных секциях ГЭС имеется по 2 напорных водосброса, а в блоках монтажных площадок выполнено 7 водосбросов. В 21 секции здания ГЭС установлены по одному вертикальному агрегату с поворотными лопастными

ми турбинами с рабочим колесом 10,3 м, а в одной секции – два горизонтальных капсульных агрегата с рабочим колесом 7,5 м. Для обеспечения устойчивости и удлинения пути фильтрации здание ГЭС имеет жесткий анкерный понур длиной 35 м.

Все бетонные сооружения гидроузла расположены вне русла реки на левобережной пойме и сооружались под защитой незначительно стеснявших русло реки перемычек с широким применением сборных крупноразмерных железобетонных блоков весом до 185 т, изготовлявшихся и монтировавшихся поточным способом.

Для гидроузлов с равнинной и пойменной компоновками характерны: перекрытие русла реки при высокой готовности бетонных сооружений,

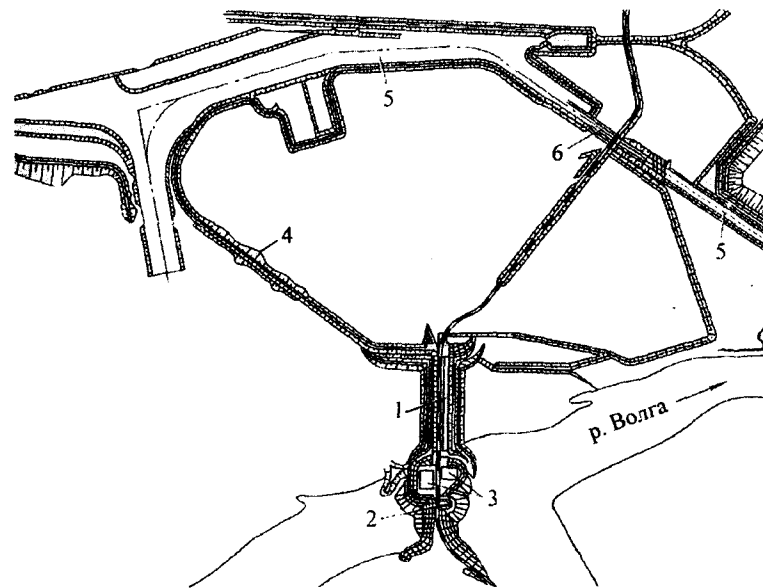


Рис. 2.6. Саратовская ГЭС на р. Волге с пойменной компоновкой бетонных сооружений:

1 – здание ГЭС, 2 – русловая земляная плотина, 3 – ОРУ 500 и 200 кВ, 4 – левобережная дамба, 5 – верховой и низовой судоходные каналы, 6 – шлюзы

большие объемы земляных и бетонных работ, широкое использование гидромеханизации при выполнении насыпей и котлованов, применение намывных и шпунтовых перемычек, осушение котлованов методом грунтового водопонижения, выполнение бетонных работ преимущественно башенными кранами со дна реки с перестановкой их при затоплении котлована на бычки нижнего бьефа ГЭС (обычно на уровень пола машинного зала)

По таким компоновочным схемам осуществлено строительство большинства гидроузлов в Европейской части бывшего СССР, в том числе Волго-Камского и Днепровского каскадов, а также Новосибирской ГЭС на р. Оби.

### 2.3. Гидроузлы с бетонными плотинами и приплотинными ГЭС

Для гидроузлов этого типа характерна русловая компоновка сооружений. Русло реки при этом обычно перекрывают высокой бетонной, а береговые участки – нередко каменно-земляными плотинами. Часть русловой плотины обычно выполняют водосливной. Здание гидроэлектростанции – безнапорное и располагается в нижнем бьефе за стационарной плотиной. От водосливной плотины оно обычно отделяется бетонным устоем. Воду к турбинам подводят по напорным водоводам, проложенным либо в массиве плотины, либо по ее низовой грани.

На рис 2.7 и 2.8 представлена Бухтарминская ГЭС на р.Иртыше мощностью 675 МВт с напором 67м в составе здания ГЭС на 9 агрегатов, правобережной и левобережной глухих, стационарной и водосливной бетонных гравитационных плотин, раздельного устоя и четырехкамерного шлюза. Особенностью компоновки этой ГЭС является расположение здания ГЭС в отдалении от правого берега, по которому проложены все внешние и внутренние транспортные коммуникации стройплощадки, и устройство для въезда в машинный зал железнодорожного и автомобильного мостов по бычкам нижнего бьефа водосливной плотины.

В проектном задании эта ГЭС была запроектирована с трехпролетной водосливной плотиной у левого берега и гидроэлектростанцией, непосредственно примыкающей к правому. Пропуск строительных расходов при относительно нешироком русле (около 200 м) намечался по строительным тоннелям, проходившим в массиве крутого левого берега. Верховая перемычка при этом имела высоту около 40 м. При рассмотрении проекта в Главгидроэнергострое, однако, по настоянию строителей (не имевших опыта проходки тоннелей и только что успешно закончивших возведение нижней ступени Иртышского каскада – Усть-Каменогорской ГЭС с пропуском расходов секционированием русла) было принято решение об осуществлении строительства Бухтарминской ГЭС секционированием русла с расположением водосливной плотины у правого берега.

По начальному проекту Бухтарминская ГЭС имела 7 агрегатных блоков и три пролета водосливной плотины. К концу строительства, однако, (после бетонирования сооружений первой очереди) число агрегатов ГЭС было увеличено до 9 за счет сокращения числа пролетов водосливной плотины до одного. Это оказалось возможным в связи с чрезвычайно большим водохранилищем, полезный объем которого вмещает три годовых стока Иртыша. При этом основная часть гидроэлектростанции вплотную примыкает к стационарной бетонной плотине высотой около 85 м, а два дополнительных агрегатных блока – к водосливной плотине высотой 91 м. Напорные водоводы примыкающих к стационарной плотине гидроагрегатов проложены в ее массиве, а двух дополнительных агрегатов – по низовой грани забетонированных методом гребенки секций водосливной плотины.

На рис. 2.9 и 2.10 изображена аналогичная по компоновке, одна из крупнейших в мире, Саяно-Шушенская ГЭС на р. Енисее мощностью 6400 МВт с выработкой 23,7 млрд. кВт-ч электроэнергии. Расположенная в долине шириной по урезу воды

около 400 м с крутыми, возвышающимися над уровнем реки на 800-900 м берегами, она имеет в составе сооружений высокую арочно-гравитационную плотину и приплотинное здание ГЭС на 10 агрегатов мощностью 640 МВт каждый. В перспективе намечено построить на правом берегу наклонный судоподъемник с перепадом высот около 220 м и уклоном 1:10.

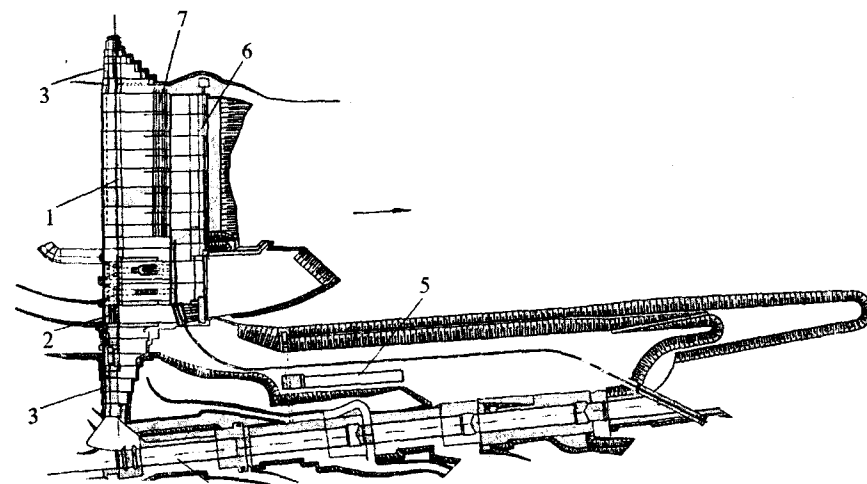


Рис. 2.7. Компоновка Бухтарминской ГЭС с бетонной плотиной и приплотинным зданием ГЭС:

- 1 – стационарная плотина, 2 – водосливная плотина, 3 – глухие плотины, 4 – судовой шлюз, 5 – ЗРУ 110 кВ, 6 – здание ГЭС, 7 – ОРУ 220 кВ

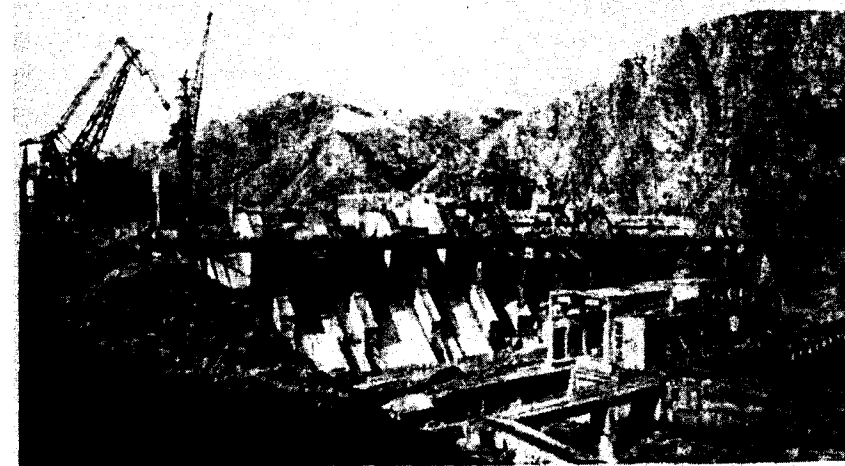


Рис. 2.8. Строительство Бухтарминской ГЭС на р. Иртыше

Арочно-гравитационная плотина этой ГЭС, высотой 242 м и длиной по гребню 1066 м, состоит из четырех частей: лево- и правобережных глухих, примыкающей к правому берегу водосбросной и расположенной у левого берега – стационарной. На низких отметках в водосбросной плотине выполнены 10 донных отверстий для пропуска строительных расходов до 10 тыс. м<sup>3</sup>/с, а на высоких – 11 заглубленных водоприемников водосбросов, рассчитанных на пропуск паводков с расходом до 13600 м<sup>3</sup>/с.

Строительство этой ГЭС при достаточно широком створе и высоком строительном расходе также осуществлялось с пропуском расходов реки секционированием русла. Но, в отличие от Бухтарминской ГЭС, объем бетонных работ первой очереди составил менее 6% от общего объема укладки бетона в плотину, а верхняя часть сооружения на высоту более 200 м бетонировалась равномерно по фронту.

На рис. 2.11 показана Крапивинская ГЭС на р. Томи. В состав ее сооружений входят глухая, стационарная и водосливная (6 пролетов по 18 м с глубинным водосбросом) бетонные плотины, раздельный и сопрягающий устой, а также русловая гравийно-галечниковая плотина наибольшей высотой 52 м с экраном из сутлинка. К стационарной плотине с нижнего бьефа примыкает здание ГЭС на 3 работающих при напоре 36 м агрегата по 100 МВт каждый. Общая длина напорного фронта сооружений составляет 1204 м. Из них более 700 м приходится на земляную плотину, перекрывающую ложе реки (покрытое аллювиальными отложениями мощностью до 5 м) и возведенную без откачки котлована намывом гравийно-галечниковых грунтов под воду с последующей отсыпкой под защитой верховой перемычки экрана из суглинка. Экран плотины сопрягается со скальным основанием буробетонной стенкой толщиной 0,6 м, заглубленной в скалу на 1 м. Все бетонные сооружения гидроузла расположены на левобережной пойме реки на основании, сложенном маловодопроницаемыми порфиритами и возводились под защитой незначительно стесняющей русло перемычки.

Сооружение таких гидроузлов может выполняться в зависимости от величины строительных расходов в одну или две очереди. В отечественной практике преимущественное применение получил метод строительства очередями путем секционирования русла. При нем сначала часть сооружений напорного фронта (обычно водосливную плотину и раздельный устой, а при грунтовых плотинах – и здание гидроэлектростанции) ограждают перемычками, образуя котлован первой очереди. Река в это время течет по стесненному руслу. После возведения сооружений первой очереди до незатопляемых отметок перемычки разбирают, свободную часть русла перекрывают каменным банкетом и под его защитой строят перемычки второй очереди. Примыкая к раздельному устью (являющемуся фактически продольной перемычкой), они образуют котлован второй очереди. В нем возводят остальные сооружения напорного фронта – здание ГЭС и стационарную плотину или каменно-земляную плотину. Одновременно завершают укладку бетона в недостроенные сооружения первой очереди. Река в это время течет через временные либо постоянные отверстия водосливной плотины. По за-

вершении работ в котловане второй очереди в проектном объеме перемычки разбирают, временные отверстия в плотине закрывают затворами или бетонировуют, наполняют водохранилище и пускают ГЭС.

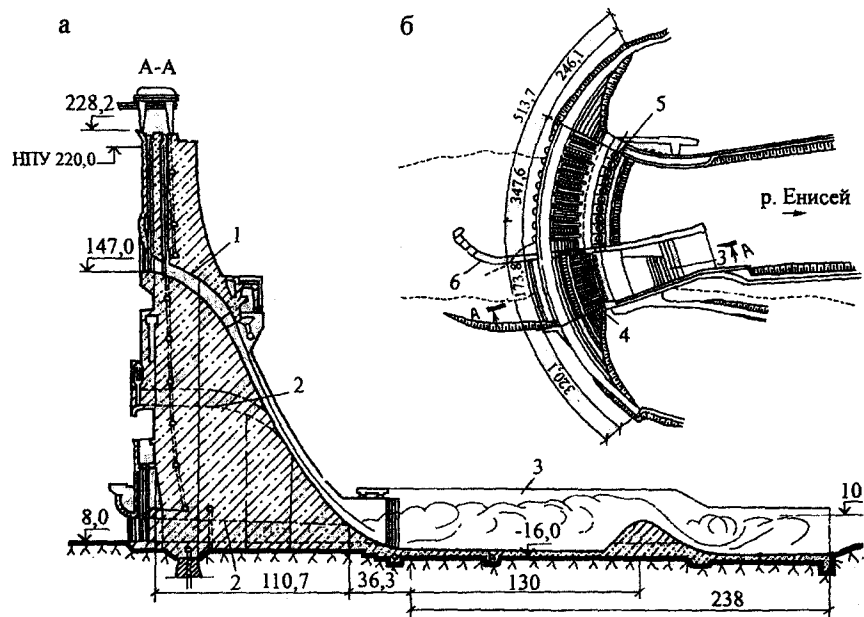


Рис. 2.9. Саяно-Шушенская ГЭС на р. Енисее:

а – компоновка, б – разрез по водосливной плотине: 1 – эксплуатационный водосброс, 2 – временный (строительный) водосброс, 3 – водобойный колодец, 4 – водосбросная плотина, 5 – здание ГЭС, 6 – раздельный устой



Рис. 2.10. Строительство Саяно-Шушенской ГЭС. Вид с нижнего бьефа

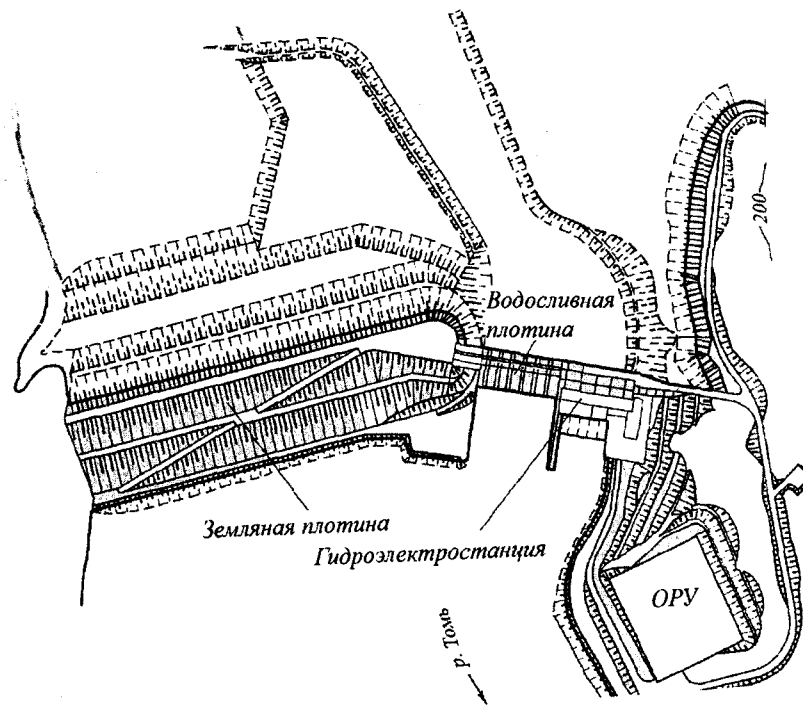


Рис. 2.11. Компоновка Крапивинской ГЭС с береговой приплотинной ГЭС и земляной русловой плотиной на р. Томи

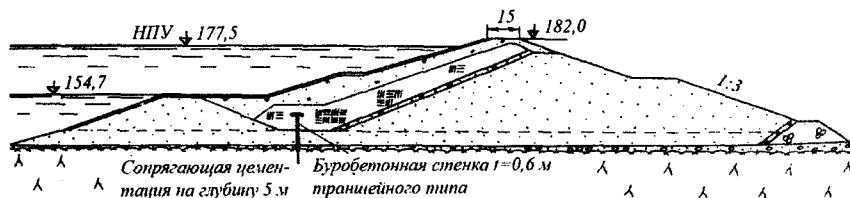


Рис. 2.12. Крапивинская ГЭС на р. Томи – разрез по русловой земляной плотине

Для этой схемы характерно перекрытие русла реки при малой готовности бетонных сооружений первой очереди (20-25%) и существенное (на время производства работ в котловане первой очереди) увеличение продолжительности строительства гидроузла.

По аналогичной компоновке построены большинство гидроузлов на Урале, в Сибири и Казахстане, в том числе, Братская, Красноярская, Усть-Илимская, Зейская, Бурейская, Мамаканская и Усть-Каменогорская ГЭС.

Ведущими работами на таких гидроузлах являются скальные и бетонные; широко распространены буровзрывные и цементационные. Перемыч-

ки выполняют каменно-земляными либо ряжевymi. Бетон в плотины укладывают преимущественно портално-стреловыми, башенными и двухконсольными кранами с установкой их на бетоноукладочных эстакадах или с перемонтажом по ярусам сооружения. Возведение плотин требует выполнения специальных мероприятий по обеспечению их монолитности: членения на столбы и блоки, искусственного охлаждения бетона, цементации швов и т.п. Как следствие, производственная база их включает ряд специфических предприятий (склады взрывчатых веществ, установки охлаждения бетона и т.п.).

#### 2.4. Гидроузлы с грунтовыми плотинами и береговыми ГЭС

Этот тип гидроузлов широко используется при строительстве ГЭС на многоводных реках, русло которых сложено скальными породами. В состав их сооружений обычно входят: высокая каменно-земляная или каменнонабросная плотина, полностью перекрывающая русло реки, здание гидроэлектростанции открытого или подземного типа с энергетическим водоприемником, располагаемые на одном из берегов, и открытый или тоннельный эксплуатационный водосброс, размещаемый, как правило, на противоположном от ГЭС берегу. Вода от водоприемника к турбинам ГЭС подводится короткими напорными водоводами тоннельного типа. Отвод речного потока из русла на время возведения плотины осуществляется в обход створа строительными тоннелями, которые после пуска ГЭС нередко используют в качестве эксплуатационных водосбросов. При очень больших строительных расходах вместо многих тоннелей иногда на урезе реки бетонируют трубы большого сечения (300 м<sup>2</sup> и более) или применяют комбинированный способ пропуска строительных расходов с переливом части паводковых вод через недостроенную плотину.

На рис. 2.13 представлена характерная для таких гидроузлов компоновка Колымской ГЭС мощностью 720 МВт при напоре 108 м. В состав гидроузла входят: каменно-земляная плотина высотой 130 м, подземное здание ГЭС на 5 агрегатов, водоприемник, соединенный с ГЭС тоннельными напорными водоводами, открытый эксплуатационный водосброс и временное водопропускное сооружение для пропуска расходов в период строительства и эксплуатации гидроузла на промежуточном напоре. Последнее представляет собой железобетонную трубу, сечением 22x40 и длиной 400 м, рассчитанную на расход 9650 м<sup>3</sup>/с, обеспеченностью 1 %.

Особенностью этой ГЭС является длительная эксплуатация первых агрегатов на промежуточном напоре при водохранилище, образованном высокой верховой перемычкой, выполненной в максимально короткий срок в виде временной каменно-земляной плотины с ядром из суглинка (рис. 2.13, б и 2.14).

На рис. 2.15 изображена компоновка Вилюйской ГЭС-1 и ГЭС-2 в Якутии с грунтовой плотиной в русле реки и зданиями ГЭС на обоих берегах. Суммарная

мощность ее 8 гидроагрегатов при напоре на первой очереди 68 и второй – 55 метров составила 988 мВт с выработкой 2600 млн. кВт·ч электроэнергии.

В состав сооружений первой очереди ГЭС входили: каменно-земляная плотина длиной 600 и высотой 75 м с ядром из суглинка, правобережные полуподземное здание ГЭС на 4 агрегата и энергетический водоприемник с забором воды из использовавшегося для пропуска строительных расходов водосбросного канала; тоннельные напорные водоводы и открытый береговой эксплуатационный водосброс на расход 4830 м<sup>3</sup>/с, построенный на низовом участке строительного канала.

При сооружении второй очереди этой ГЭС на левом берегу были дополнительно построены новый водоприемник с забором воды из существовавшего водохранилища и второе открытое здание ГЭС, с железобетонными водоводами, проложенными по левобережному скальному откосу.

Как и Колымская, эта ГЭС возведена в Северной климатической зоне, в районе с крайне суровым климатом со среднегодовой температурой минус 12°С (на Колымской ГЭС минус 14°С). При строительстве этих ГЭС практически была определена граница возможной круглогодичной укладки суглинка в ядро плотин в СКЗ.

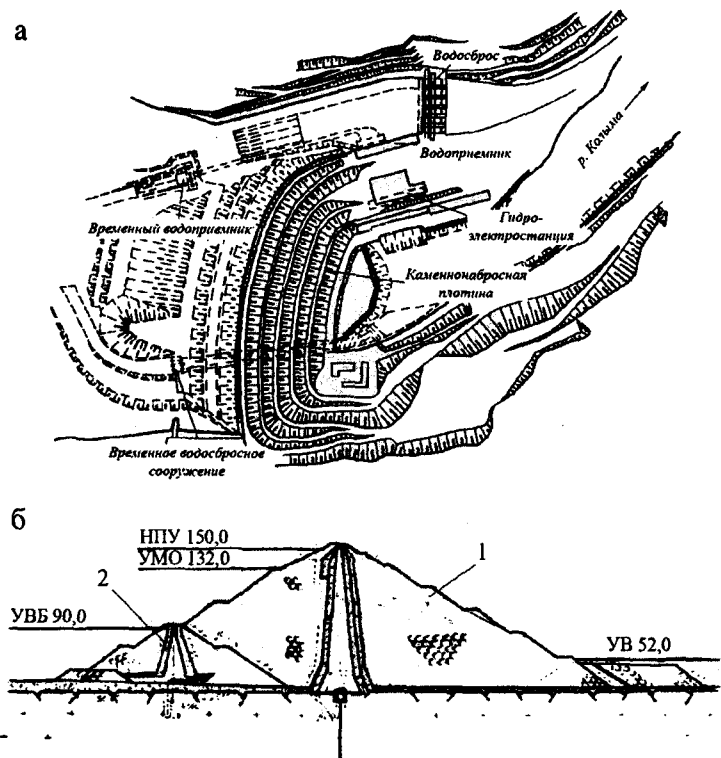


Рис. 2.13. Колымская ГЭС на р. Колыме с каменно-земляной плотиной и подземным машинным залом:

а – компоновка гидроузла, б – поперечный разрез по плотине: 1 – основная каменно-земляная плотина с ядром из суглинка, 2 – временная плотина-перемычка с суглинистым ядром

Строительство гидроузлов с грунтовыми плотинами в русле реки осуществляется в одном котловане без разбивки на очереди. Сначала на одном из берегов проходят временный тоннель, рассчитанный на пропуск расчетного строительного расхода. Затем перекрывают русло реки каменным банкетом и под его защитой сооружают перемычки руслового котлована. В нем возводят каменно-земляную или каменнонабросную плотину. Одновременно с возведением плотины на берегах строят здание ГЭС и водоприемники (энергетический и водосброса), проходят тоннели напорных водоводов и сооружают открытый эксплуатационный водосброс (при необходимости). После выполнения всех работ в объеме, близком к проектному, строительный тоннель закрывают (сначала затвором, а затем бетонной пробкой), наполняют водохранилище и пускают агрегаты ГЭС.

Для гидроузлов этого типа характерны: раннее (практически в начале основных работ) перекрытие русла реки, большие объемы земельно-скальных, буровзрывных, подземных и цементационных работ при значительных объемах укладки бетона.

На скальных работах повсеместно используют мощные 4–8-кубовые экскаваторы и большегрузные 20–40-тонные автосамосвалы; на бетонных – преимущественно тяжелые гусеничные и устанавливаемые на естественном основании башенные краны.

При благоприятных природных условиях створа гидроузлы с грунтовыми плотинами и береговыми ГЭС могут выполняться с компоновкой по схеме Капчагайской ГЭС на р. Или.

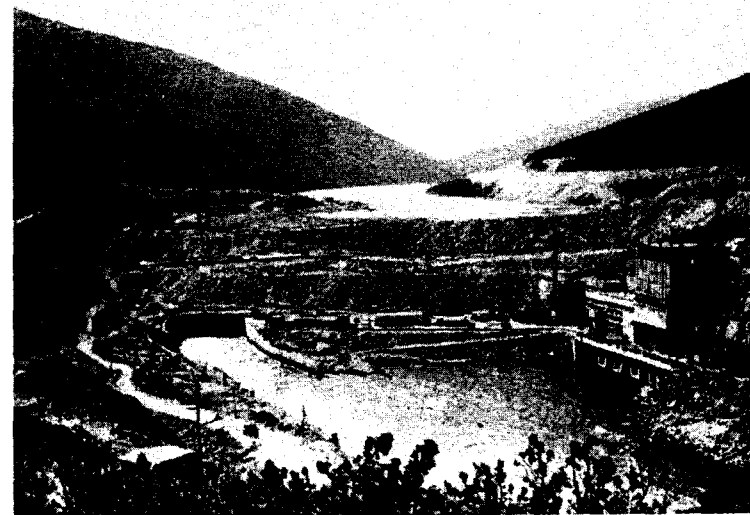


Рис. 2.14. Колымская ГЭС на р. Колыме. Вид на строительство с нижнего бьефа

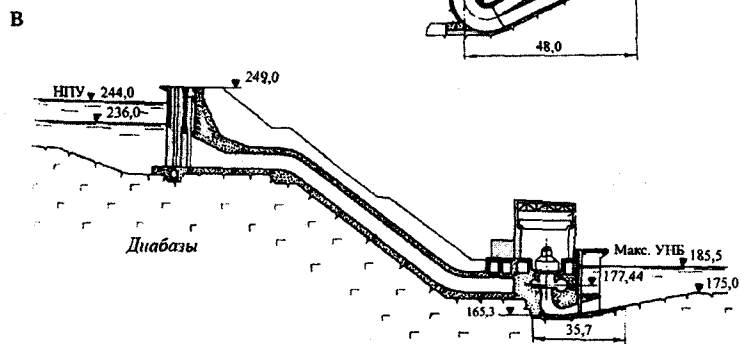
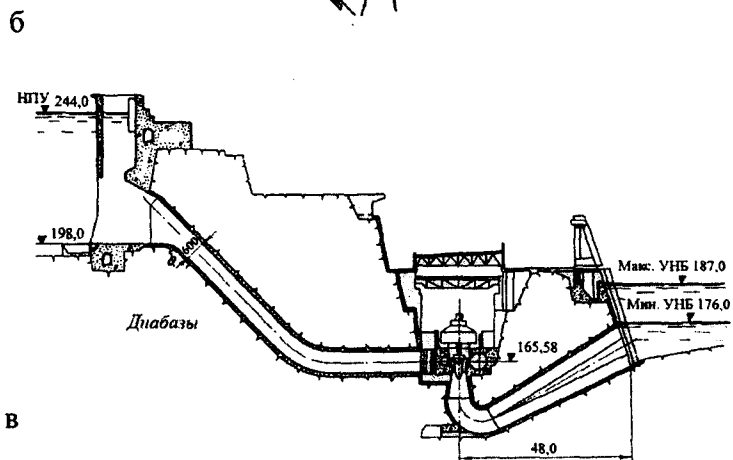
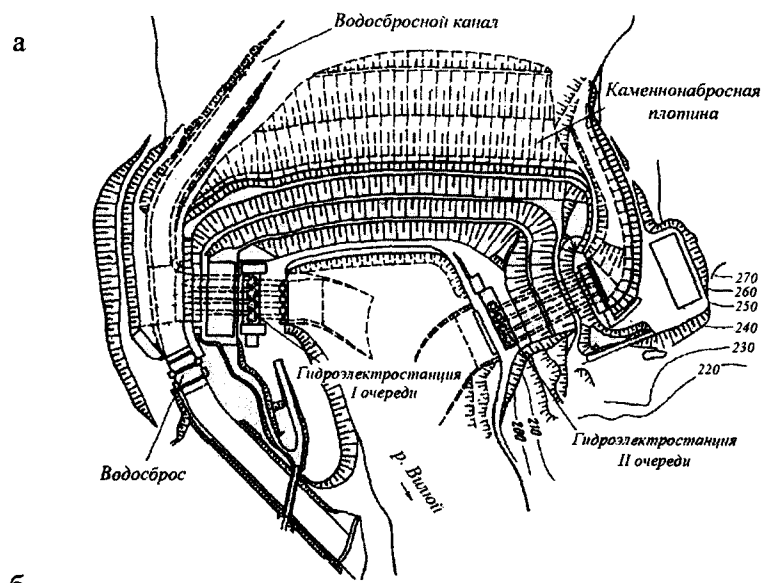


Рис. 2.15. Вилойская ГЭС на р. Вилой:

а – компоновка сооружений, б – разрез по энергетическому тракту ГЭС-1, в – разрез по энергетическому тракту ГЭС-2

Капчагайская ГЭС (рис. 2.16 и 2.17) включает грунтовую намывную плотину наибольшей высотой 52 м в русле реки, грунтовую насыпную плотину в сухом логу, береговую гидроэлектростанцию на 4 агрегата по 108,5 МВт с выработкой при среднем напоре 36,3 м 1163 млн кВт-ч электроэнергии и шахтный водосброс на расход 630 м<sup>3</sup>/с, построенный на конечном участке двух строительных тоннелей 8 и длиной 220 м. Вода к турбинам ГЭС подводится короткими (80 м) тоннельными водоводами, пройденными через скальную гряду, отделяющую здание ГЭС от водоприемника.

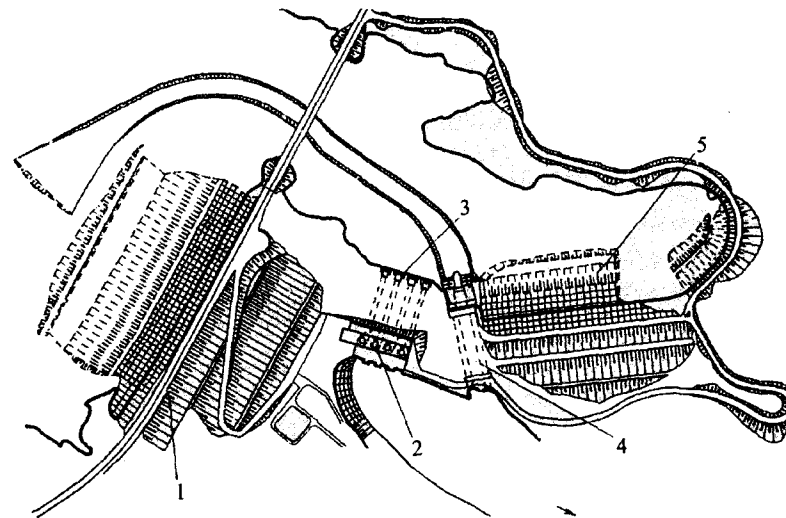


Рис. 2.16. Компоновка Капчагайской ГЭС на р. Или с земляной плотиной и береговым зданием ГЭС:

1 – русловая земляная плотина, 2 – береговая ГЭС, 3 – водоприемник, 4 – эксплуатационный водосброс, совмещенный со строительными тоннелями, 5 – земляная плотина в сухом логу

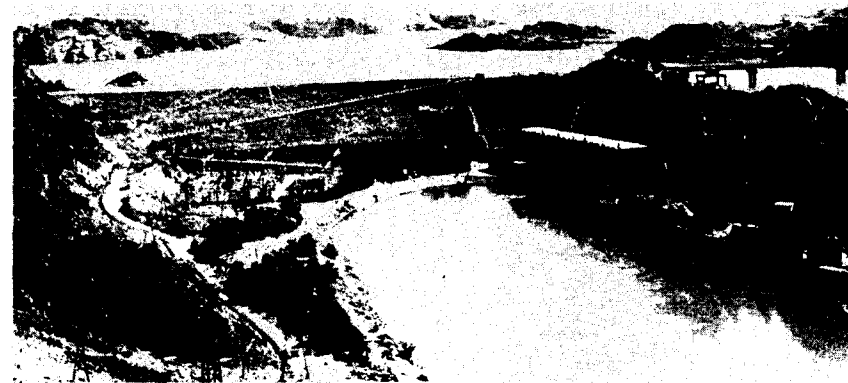


Рис. 2.17. Капчагайская ГЭС на р. Или. Вид с нижнего бьефа

Все работы на ГЭС выполнялись насухо под защитой незначительно стеснявшей русло реки перемычки, а русловая плотина возводилась без устройства котлована намывом грунта в воду при пропуске расходов реки через совмещенные с шахтным водосбросом строительные тоннели. Вода к строительным тоннелям подводится каналом длиной около 1 км и шириной 30 м, выполненным в сухом логу.

## 2.5. Гидроузлы в узких створах

Плотины гидроузлов в узких створах имеют, как правило, большую высоту. Выполняются из бетона или каменной наброски. Здания ГЭС могут быть приплотинными, береговыми и подземными. Водоприемники их нередко выполняют в виде отдельно стоящих сооружений, соединенных с гидроэлектростанциями короткими тоннельными водоводами. Эксплуатационные водосбросы часто совмещают со строительными тоннелями, которыми отводятся расходы реки в период строительства. Защита сооружений от фильтрации через дно и берега достигается устройством глубокой цементационной завесы из сложной системы цементационных штолен

На рис. 2.2 и 2.18 представлен варианты самой крупной на Северном Кавказе Чиркейская ГЭС с бетонной плотиной на р. Сулак мощностью 1000 МВт с выработкой при напоре 206 м 2470 млн кВт.ч электроэнергии. Построенная в глубоком узком ущелье с близкими к вертикальным бортами, она включает: арочную плотину длиной по гребню 338 м и высотой 232 м, приплотинное здание ГЭС с двухрядным расположением четырех агрегатов в русле реки, эксплуатационный водосброс тоннельного типа на расход 2400 м<sup>3</sup>/с и строительный тоннель для пропуска расхода 1550 м<sup>3</sup>/с обеспеченностью 5 % – в левобережном скальном массиве. Подход к зданию ГЭС выполнен по транспортному тоннелю и закрытой галерее общей длиной около 1 км.

Компоновка ГЭС в глубоком узком ущелье, шириной в основании менее трех десятков метров (в котором не размещалось открытое здание ГЭС на 4 агрегата), при геологическом строении бортов с большим числом различного рода трещин (в том числе крупных бортового отпора) представляла большую сложность. Поэтому первым и главным вариантом было выполнение здания ГЭС с подземным машинным залом. Строительство крупного подземного сооружения, однако, в жестко ограниченные сроки при отсутствии четкой технологии производства работ из-за неблагоприятных геологических условий, таило много неожиданностей и вызывало сомнения у большинства строителей и многих проектировщиков. Обсуждавшаяся в течение нескольких лет в Минэнерго и Госстрое СССР эта проблема была решена лишь после разработки Ленгидропроектом открытого варианта здания ГЭС со двоянными агрегатами, обеспечившего полную ясность производства работ при экономической и производственной оптимальности проекта гидроузла. О правильности принятого решения свидетельствует факт ввода Чиркейской ГЭС на четыре года раньше близкой по параметрам и объемам работ Ингурской ГЭС с подземным машинным залом, которая была начата строительством на 2 года раньше и не испытывала недостатка в финансировании и материально-техническом обеспечении.

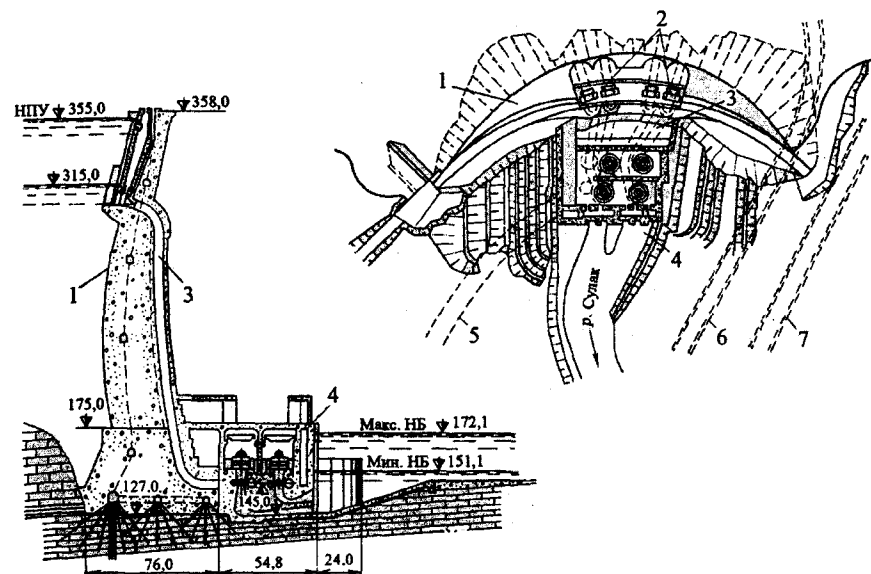


Рис. 2.18. Чиркейская ГЭС на р. Сулак: компоновка сооружений и разрез по плотине и ГЭС:

1 – арочная плотина, 2 – водоприемник, 3 – напорный водовод, 4 – здание ГЭС, 5 – транспортный тоннель к ГЭС, 6 – строительный тоннель, 7 – эксплуатационный водосброс



Рис. 2.19. Чиркейская ГЭС – вид с нижнего бьефа



На рис. 2.20 и 2.21 приведена компоновка Нурекской ГЭС с грунтовой плотиной на р. Вахш мощностью 2700 МВт с напором 275 м. Расположенная в ущелье шириной в основании около 40 м и на уровне гребня плотины 730 м в зоне с сейсмичностью 9 баллов, она включает высокую каменно-земляную плотину, энергетический водоприемник с тоннельными турбинными водоводами, здание ГЭС на 9 агрегатов, два тоннельных водосброса, и три строительных тоннеля (1, 2 и 3 яруса), каждый из которых пропускал в период строительства расход 1600-1650 м<sup>3</sup>/с.

Каменно-земляная плотина высотой 300 м и длиной по гребню 730 м выполнена на ядре из суглинисто-супесчаного грунта и упорными призмами из гравийно-галечниковых грунтов с верховым откосом 1:2,25 и низовым 1:2. В нижней части ядра предусмотрена массивная пробка в виде бетонной плиты шириной между бортами 30-60 м и длиной 157 м, с которой выполнялась глубокая цементация трещиноватых пород основания.

Здание ГЭС с размерами в плане 200x50 м и высотой 40 м расположено непосредственно за плотиной в русле реки. Оно имеет 9 радиально-осевых турбин и об-

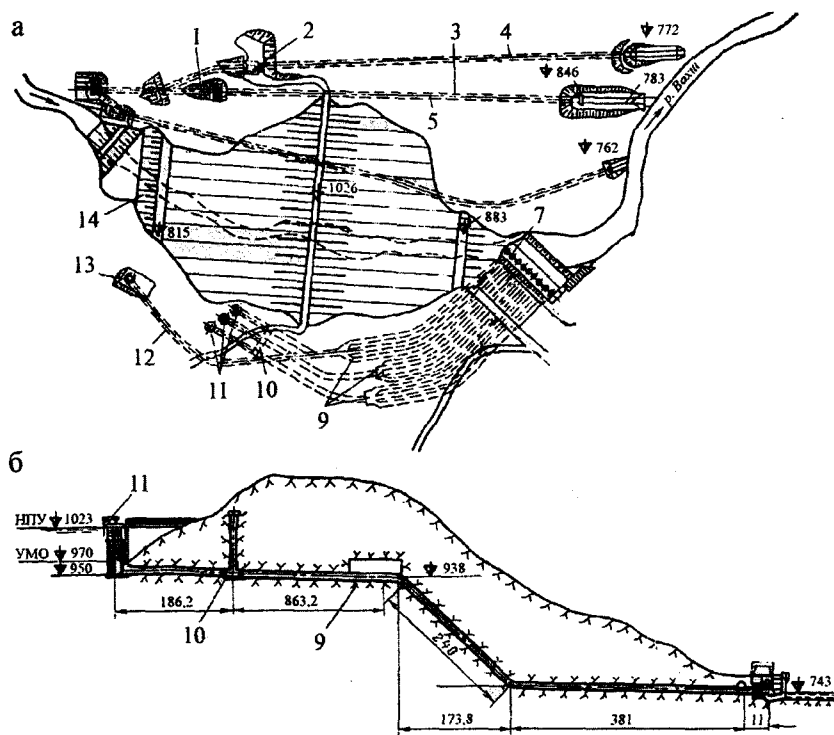


Рис. 2.20. Нурекская ГЭС на р. Вахш:

а – компоновка сооружений, б – разрез по водноэнергетическому тракту 1 – оголовок глубинного водоспуска, 2 – оголовок катастрофического водосброса, 3 и 5 – строительный тоннель 2-го яруса и водовыпуск, 4 – строительный тоннель 3-го яруса и катастрофический водосброс, 6 – строительный тоннель 1-го яруса, 7 – здание ГЭС, 8 – плотина, 9 – помещение развилок, 10 – помещение ремонтных затворов, 11 – постоянные водоприемники, 12 – временный водовод, 13 – временный водоприемник, 14 – верховая перемычка

служивается двумя наружными козловыми кранами грузоподъемностью 360 т каждый. Перед турбинами установлены шаровые затворы Ø4,2 м, рассчитанные на работу под напором до 400 м. Для работы турбин на промежуточном напоре на них устанавливались временные рабочие колеса.

Подача воды из водохранилища на турбины ГЭС осуществляется через расположенное на правом берегу водозаборное сооружение башенного типа высотой более 80 м, по сложной системе тоннельных водоводов длиной 1,26 км, состоящей на половине трассы из 3 тоннелей Ø10 м, каждый из которых на второй половине трассы разветвляется на 3 турбинных водовода Ø6,0 м. Для работы ГЭС на промежуточном напоре пройден временный подводящий тоннель с водозабором на пониженной отметке.

Эксплуатационные водосбросы гидроузла рассчитаны на расход 4040 м<sup>3</sup>/с и выполнены в виде двух тоннелей сечением 103 м<sup>2</sup> и длиной 1,4 км. Водозабор одного из них заглублен на 100 м ниже НПУ, другой имеет поверхностный водозабор с двумя водосливными пролетами и в качестве водоотводящего тракта использует строительный тоннель третьего яруса.



Рис. 2.21. Нурекская ГЭС на р. Вахш – вид на строительство каменно-земляной плотины с нижнего бьефа

Строительство гидроузлов в узких створах осуществляют в одну очередь по схеме: проходка строительного тоннеля, перекрытие русла реки – сооружение перемычек, разработка котлована плотины, возведение напорных сооружений в проектом объеме, закрытие тоннеля, наполнение водохранилища и пуск ГЭС. При этом как подземные, так и открытые здания ГЭС вместе с водоприемниками строят одновременно с плотиной, а работы по переустройству строительного тоннеля в эксплуатационный водосброс выполняют после закрытия тоннеля до прохождения очередного паводка.

Для таких гидроузлов характерны большие объемы скальных, бетонных, подземных и цементационных работ, специфика организации и мето-



дов производства их, применение высокопроизводительных механизмов, децентрализация производственной базы и сложность транспортных коммуникаций. Бетонные работы на плотинах выполняют преимущественно кабель-кранами с высокими темпами роста сооружений по высоте. На земельно-скальных работах широко применяют гладкое взрывание и массовое обрушение скальной породы. Для выполнения этих работ (особенно при каменно-набросных и каменно-земляных плотинах) используют исключительно 4-8-кубовые скальные экскаваторы и большегрузные автосамосвалы.

## 2.6. Деривационные ГЭС

Деривационные ГЭС сооружаются на реках с большими уклонами или при наличии близко расположенных водоемов с большой разницей отметок. Плотины и водоприемники (головные узлы) и здания ГЭС (станционные узлы) на таких ГЭС, как правило, располагаются в отдалении друг от друга. Плотины могут быть бетонными или грунтовыми, высокими и низкими, а здания ГЭС – любыми (руслового типа, открытыми береговыми, или подземными). Подвод воды от головного узла к станционному осуществляется деривационными каналами или тоннелями, а к турбинам – тоннелями, бетонными или стальными напорными водоводами. Деривационные тоннели при этом могут быть безнапорными или напорными, а длина деривации достигать многих километров.

На рис. 2.22 представлена самая большая на Кавказе Ингульская ГЭС на р. Ингури. Энергетический комплекс ИнгуриГЭС состоит из пяти гидроэлектростанций: деривационной Ингульской ГЭС, приплотинной Перепадной ГЭС-1 и Перепадных ГЭС-2, 3 и 4 на отводящем канале. Используя разность уровней рек Ингури и Эрис-Цкали, Ингульская ГЭС путем переброски стока первой во вторую создает напор около 410 м и вырабатывает 5,4 млрд. кВт-ч электроэнергии.

Собственно Ингульская ГЭС включает: головной узел в составе арочной плотины с открытым водосливом на гребне, глубокий водоприемник на расход 450 м<sup>3</sup>/с на правом берегу, напорный деривационный тоннель 9,5 м и длиной около 15,3 км и станционный узел. В станционный узел входят: уравнительный резервуар, помещение дисковых затворов, турбинные водоводы, подземное здание ГЭС на 5 агрегатов по 260 МВт каждый и расположенное над ГЭС открытое распределительное устройство. Безнапорными тоннелем и каналом общей длиной 3160 м вода от турбин Ингульской ГЭС отводится в водохранилище Перепадной ГЭС-1, а после ее турбин – на расположенные ниже Перепадные ГЭС-2, 3 и 4.

Арочная плотина гидроузла высотой 271,5 м и длиной по гребню 758 м имеет поверхностный водослив из 5 пролетов шириной по 9 м каждый, рассчитанных на расход 1900 м<sup>3</sup>/с, а в массиве – 7 глубоких высоконапорных водосбросов 5 м и является одной из самых высоких в мире (рис. 2.23).

На рис. 2.24 и 2.25 изображена деривационная Чиркюртская ГЭС – нижняя ступень Сулакского каскада. В состав ее сооружений входят: головной узел, включаю-

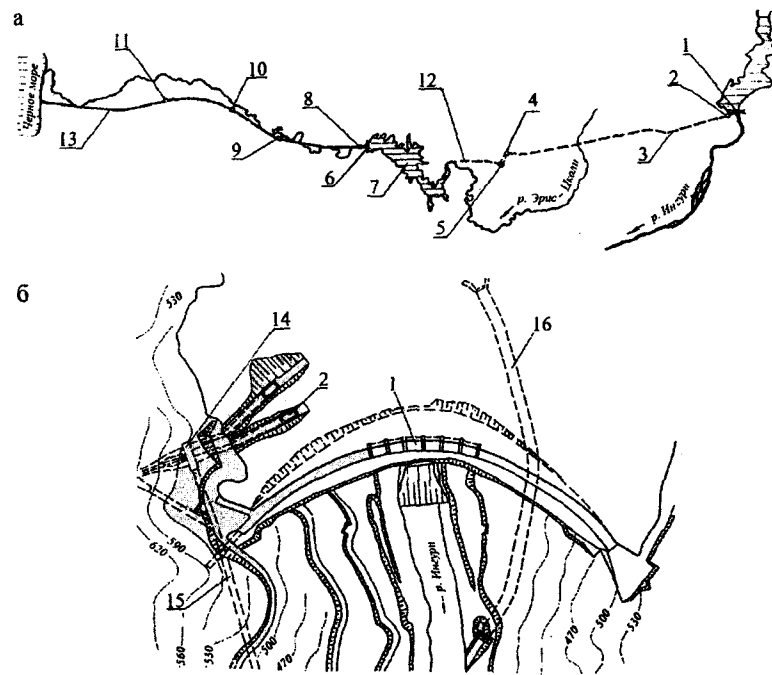


Рис. 2.22. Ингульский энергетический комплекс:

а – компоновка сооружений, б – компоновка головного узла сооружений: 1 – арочная плотина, 2 – водоприемник, 3 – деривационный тоннель, 4 – уравнительная шахта, 5 – подземная ГЭС, 6 – плотина, 7 – Гальское водохранилище, 8 – Перепадная ГЭС-1, 9 – Перепадная ГЭС-2, 10 – Перепадная ГЭС-3, 11 – Перепадная ГЭС-4, 12 – отводящий тоннель ИнгуриГЭС, 13 – деривационный канал, 14 – помещение аварийных затворов, 15 – подходная штольня к помещению затворов, 16 – строительный тоннель

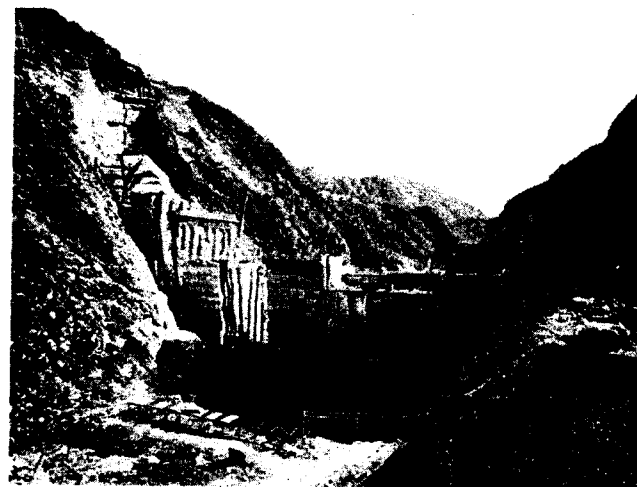


Рис. 2.23. Ингульская ГЭС. Вид на плотину с верхнего бьефа

ший земляную плотину высотой 37,5 м и глубинный водосброс; открытый деривационный канал и станционный узел. Станционный узел состоит из водоприемника, напорных водоводов и здания ГЭС на два агрегата общей мощностью 72 МВт с выработкой при напоре 45 м 386 млн. кВт-ч электроэнергии. На отводящем канале этого гидроузла расположена малая ГЭС мощностью 9 МВт. Земляная плотина этой ГЭС через 8 лет после ввода в эксплуатацию подверглась 8-бальному землетрясению и успешно выдержала его с минимальными повреждениями гребня земляной плотины (рис. 2.26).

На рис. 2.27 представлена характерная для гидроэнергостроительства северо-запада страны пятая ступень Кемского энергетического каскада – деривационная Путкинская ГЭС на р. Кеми в Карелии. При напоре 24,1 м она имеет мощность 84 МВт и выработку 396 кВт-ч. В состав ее сооружений входят: земляная плотина, водосброс, напорная дамба, подводящий и отводящий каналы, здание ГЭС и лесосплавной лоток. Все сооружения гидроузла (кроме русловой плотины) расположены на правом берегу рядом с деривационным каналом длиной 1451 м.

На рис. 2.28 изображена компоновка сооружений Ирганайской ГЭС на р. Аварское Койсу в Дагестане мощностью 800 МВт. При плотине высотой 110 м она благодаря тоннельной деривации длиной 5 км имеет напор на турбинах ГЭС 200 м и вырабатывает 1300 млн. кВт-ч электроэнергии. В состав ее сооружений входят: гравийно-галечниковая плотина с асфальтобетонной диафрагмой и глинобетонной стеной в основании, сложенным 65 метровым слоем аллювиальных отложений; строительно-эксплуатационный тоннельный водосброс, энергетический водоприемник, 2 деривационных тоннеля диаметром 8,5 м, подземные слабонаклонные уравнильные резервуары с открытым верхним бассейном и открытое береговое здание ГЭС на 4 агрегата. Обслуживание турбин его осуществляется козловым краном грузоподъемностью 500 т, размещенным на уровне кровли ГЭС. Расположенная в труднодоступной горной местности,

Ирганайская ГЭС связана с внешним миром 46-километровой горной автодорогой с транспортным тоннелем длиной 4,3 км, пройденным под высоким Гимринским хребтом.

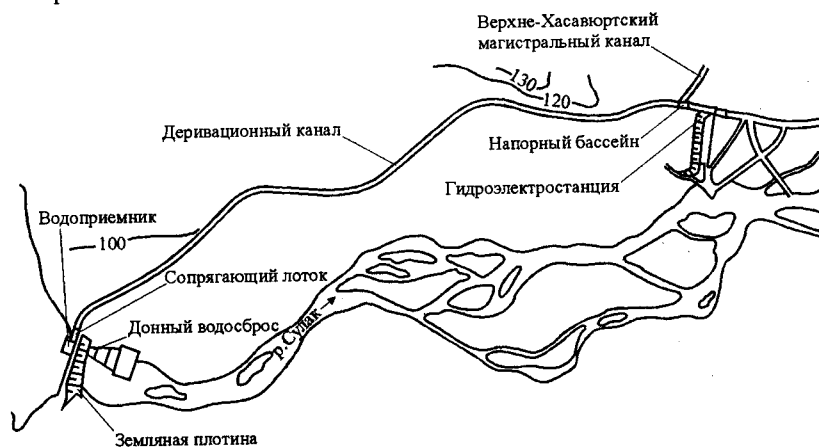


Рис. 2.24. Схема компоновки сооружений деривационной Чириюртской ГЭС на р. Сулак

Объемы работ, организация и методы производства их на деривационных гидроузлах в значительной мере зависят от размеров водохранилищной плотины и во многом аналогичны гидроузлам в узких створах.

В стране построено более 50 деривационных ГЭС. Наиболее крупные среди них – Татевская с напором 576 м мощностью 157 МВт, Храми-1 – 431 м и 112 МВт, Храми-2 – 330 м и 110 МВт, Шамбская – 313 м и 171 МВт, Гюмюшская – 297 м и 224 МВт, Зеленчукская – 234 м и 320 МВт.

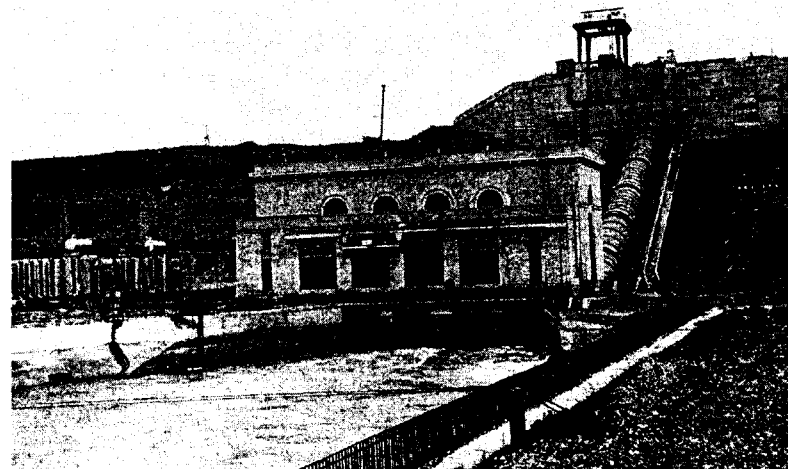


Рис. 2.25. Станционный узел Чириюртской ГЭС. Вид с нижнего бьефа



Рис. 2.26. Плотина Чириюртской ГЭС после Дагестанского землетрясения 1970 года

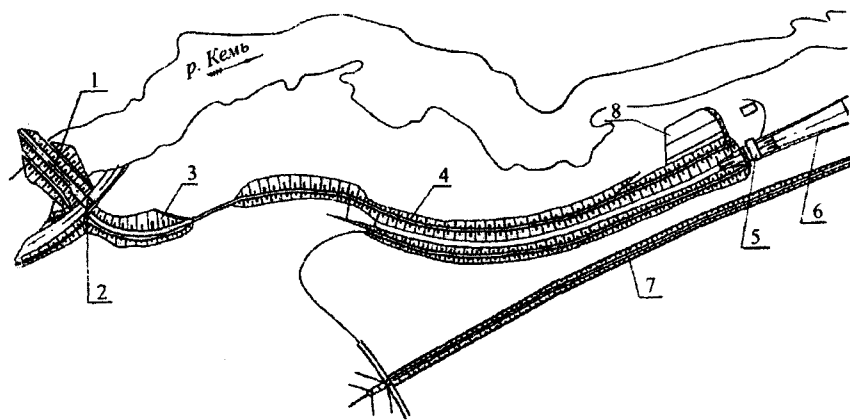


Рис. 2.27. Деривационная Путкинская ГЭС на р. Кеми:

1 – земляная плотина, 2 – водосброс, 3 – напорная дамба, 4 – деривационный канал, 5 – здание ГЭС, 6 – отводящий канал, 7 – лесосплавной лоток, 8 – ОРУ

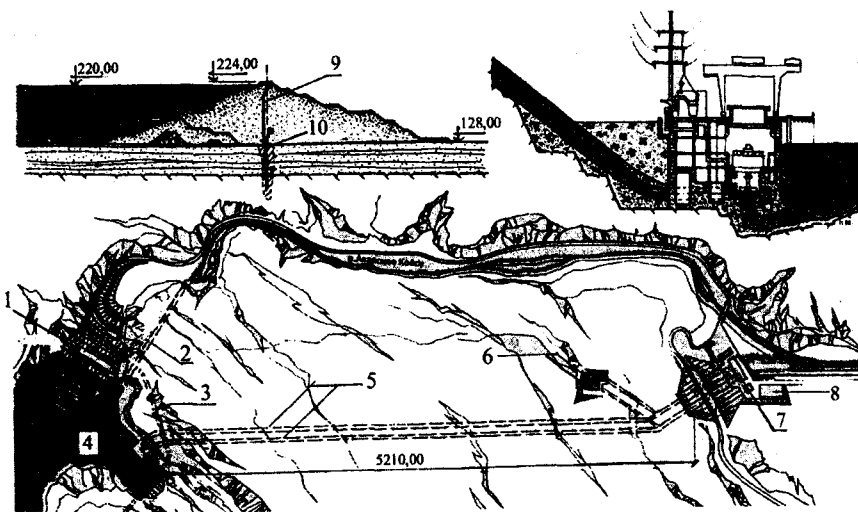


Рис. 2.28. Ирганайская ГЭС на р. Аварское Койсу с каменно-земляной плотиной и деривационной ГЭС:

1 – плотина, 2 – эксплуатационный водосброс, 3 – транспортный тоннель, 4 – энергетический водоприемник, 5 – деривационные тоннели, 6 – уравнильные резервуары, 7 – здание ГЭС, 8 – ОРУ, 9 – асфальтобетонная диафрагма, 10 – глинобетонная противодиффузионная стена в грунте

## 2.7. Гидроузлы с плотинами из укатанного бетона

В мировом гидростроительстве в последнее годы широко применяют вместо плотин традиционной конструкции из вибрированного бетона (а нередко и взамен каменно-земляных и каменнонабросных плотин) плотины из бетона, уплотняемого укаткой.

Технология укладки бетона с уплотнением укаткой, используя сверхжесткий бетон с малым содержанием цемента и непрерывную укладку его без устройства строительных и температурных швов с помощью высокопроизводительного строительного оборудования (применяемого, обычно, при возведении плотин из грунтовых материалов), обеспечивает возможность кардинального снижения трудозатрат, стоимости и продолжительности возведения массивных плотин. Применение ее на плотинах традиционной конструкции позволяет, однако, получать лишь определенный трудозатратный и экономический эффект. Для достижения же максимально возможного всестороннего эффекта необходимо кардинальное упрощение конструкции сооружения посредством исключения из бетонного массива всех препятствующих применению этой технологии конструктивных элементов (водоприемников, напорных водоводов, межсекционных и межблочных швов, водосливных отверстий и т.п.). Это предопределяет устранение из состава основных сооружений станционных и сложных по конструкции водосливных плотин, а также сопутствующих им русловых зданий ГЭС путем компоновки сооружений по схеме гидроузлов с грунтовыми плотинами.

Для гидроузлов с плотинами из укатанного бетона в этом случае характерна компоновка с береговым расположением здания ГЭС и подводом воды к турбинам тоннельными водоводами. Водоприемники могут выполняться в виде независимых от плотины сооружений (башенного или траншейного типа), на водосливных плотинах нередко устраивают автоматические водосливы, а строительные тоннели, как правило, используются в качестве эксплуатационных водосбросов или энергетических напорных водоводов. Строительные расходы при возведении таких гидроузлов на характерных для нашей страны многоводных реках целесообразно пропускать комбинированным способом (в межень – по строительному тоннелю, а паводки – через недостроенную плотину).

В зависимости от многоводности половодья и характера летней межени (частоты и водности дождевых паводков) при этом возможны три схемы компоновки сооружений.

Схема 1 – для гидроузлов с небольшими строительными расходами и совпадением ледохода по времени с пиком паводка. Русловую плотину в этом случае целесообразно выполнять глухой, здание ГЭС – береговым с

индивидуальными турбинными водоводами, водоприемник – традиционной конструкции с расположением на одном из берегов в примыкании к плотине, эксплуатационный водосброс – совмещенным со строительным тоннелем и с традиционным водоприемником на противоположном от ГЭС берегу, строительный тоннель рассчитывать на пропуск паводка нормативной обеспеченности (рис. 2.29).

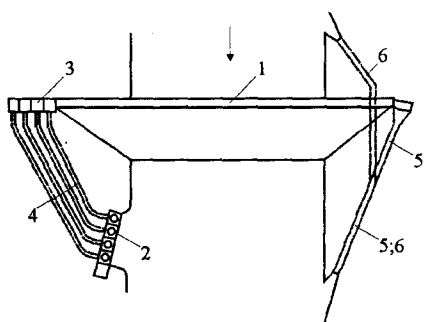


Рис. 2.29. Схема компоновки с глухой плотиной из укатанного бетона:

1 – плотина, 2 – береговая ГЭС, 3 – водоприемник, 4 – тоннельные напорные водоводы, 5 и 6 – строительно-эксплуатационный водосброс

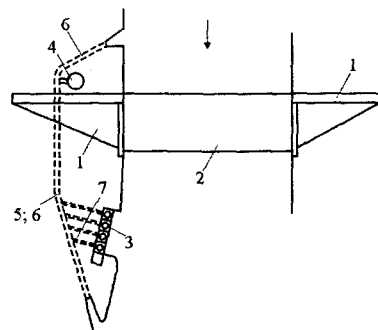


Рис. 2.30. Схема компоновки гидроузла с водосливной плотиной из укатанного бетона и совмещенным со строительным тоннелем энергетическим водоводом:

1 – глухая плотина, 2 – водосливная плотина, 3 – здание ГЭС, 4 – башенный водоприемник, 5 и 6 – строительно-эксплуатационный водосброс, 7 – водоводы

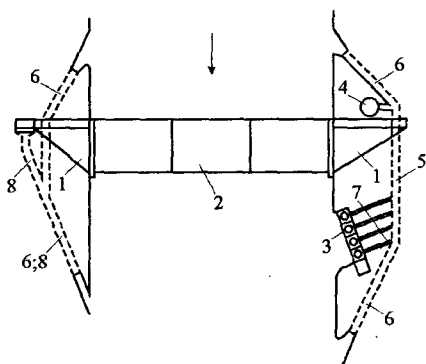


Рис. 2.31. Схема компоновки гидроузла с водосливной плотиной из укатанного бетона и тоннельным эксплуатационным водосбросом:

1 – глухие плотины, 2 – водосливная плотина, 3 – здание ГЭС, 4 – башенный водоприемник, 5 – напорный водовод, совмещенный со строительным тоннелем, 6 и 7 – турбинные водоводы, 8 – совмещенный со строительным тоннелем эксплуатационный водосброс

тивной обеспеченности либо на расход межени с переливом паводка через недостроенную плотину (рис. 2.30).

Схема 3 – для гидроузлов на многоводных реках с большим весенним половодьем и высокими (но редкими) дождевыми паводками в период летней межени. Русловую плотину в этом случае вынужденно приходится выполнять водосливной (если возможно, то с автоматическим водосливом), а здание ГЭС – береговым с водоприемником и подводом воды к турбинам аналогично предыдущей схеме. Речной поток в период строительства отводить комбинированным способом: с проходкой для расходов межени двух (на разных берегах) строительных тоннелей, рассчитанных на расход 10% обеспеченности наибольшего из дождевых паводков, и пропуском основной части половодья через недостроенную плотину. Строительный тоннель, расположенный на одном со зданием ГЭС берегу, целесообразно использовать в период эксплуатации гидроузла в качестве напорного водовода, а тоннель на противоположном берегу – как дополнительный к водосливной плотине эксплуатационный водосброс (рис. 2.31).

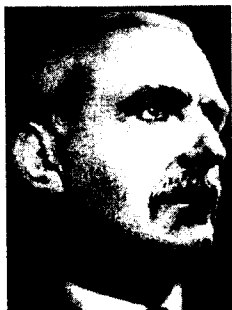
При сооружении гидроузлов на многоводных реках с большими весенними и частыми высокими дождевыми паводками во время межени, при возможности возведения плотины за 1-2 летних сезона, целесообразно использовать схему 3 со снижением расчетного расхода для строительных тоннелей с 10 до 20% обеспеченности.

Строительство гидроузлов с плотинами из укатанного бетона при любой из компоновок осуществляется в одну очередь в следующем порядке. Сначала проходят строительный тоннель (или тоннели) и развертывают работы на всех сооружениях, кроме плотины. Здание ГЭС при этом строят, как правило, в отдельном от плотины котловане. По готовности строительных тоннелей перекрывают русло реки и возводят перекрышки котлована плотины. Последние, при необходимости пропуска речного потока через недостроенную плотину, целесообразно выполнять из стального шпунта с цилиндрическими или сегментными ячейками. В образованном котловане в теплое время года за возможно короткий период возводят русловую плотину. В связи с меньшей на таких гидроузлах продолжительностью бетонирования плотины по сравнению со строительством здания ГЭС, все работы на последнем целесообразно выполнять круглый год, независимо от климатических условий стройплощадки.

Ведущими работами при строительстве ГЭС с плотинами из укатанного бетона являются земельно-скальные и бетонные. Земельно-скальные работы выполняют теми же методами и механизмами, что и на аналогичных сооружениях традиционных гидроузлов. При возведении же плотины используют технологию непрерывной (от бьефа до бьефа и от берега до бере-

га) послойной укладки слоями толщиной 30-50 см сверхжесткого малоцементного бетона с разравниванием и уплотнением его преимущественно высокопроизводительными серийными механизмами для возведения грунтовых плотин. При этом полностью исключают какие-либо работы по охлаждению бетонной смеси и уложенного бетона, а грузоподъемные механизмы (обычно кабель-краны) используют, как правило, лишь для выполнения сопутствующих укладке бетона работ.

Производственные базы таких гидроузлов, даже при относительно небольших плотинах, характеризуются большой производительностью бетонных заводов (300-500 и более м<sup>3</sup> в час) и отсутствием устройств для подогрева и охлаждения бетона.



**Веденев Борис Евгеньевич (1885-1946)** – выдающийся гидростроитель и ученый-гидротехник, участник разработки плана ГОЭЛРО. Непосредственно на стройке руководил разработкой технического и рабочего проектов Волховской ГЭС, позднее – главный инженер строительства Днепровской ГЭС. В 30-40 гг. в должности главного инженера Главгидроэнергостроя возглавлял все энергетическое строительство Советского Союза



**Кандалов Инокентий Иванович (1890-1962)** – один из старейших гидростроителей страны, профессор, д.т.н. Начальник работ на строительстве Волховской и Днепровской ГЭС. Главный инженер строительства Чирчикской, Тавакской, Верхне-Свирской ГЭС и восстановления Днепрогэса. Выдающийся специалист по производству гидротехнических работ. Автор более 20 печатных трудов в этой области



**Филимонов Николай Александрович** – крупный инженер-гидротехник и гидростроитель. Участвовал в строительстве Волховской и Днепровской ГЭС. Начальник работ на строительствах Нижне-Свирской и Верхне-Свирской ГЭС, главный инженер строительства Юрзанской ГЭС. Работал зам. главного инженера Главгидроволгодонстроя и главным инженером Главгидроволгобалтстроя. Главный инженер первого проекта Красноярской ГЭС. Участник проектирования многих крупных гидроэлектростанций

## Глава 3. ПРОПУСК СТРОИТЕЛЬНЫХ РАСХОДОВ

### 3.1. Схемы пропуска расходов и расчетный строительный расход

Важнейшей особенностью сооружения речных гидроузлов является зависимость производства работ от непрерывно изменяющихся гидрологических условий реки. Для каждого водотока они характеризуются гидрографом – графиками колебания расходов и уровней воды в русле в течение года. Эти колебания для большинства рек весьма значительны. Например, уровень Волги у Чебоксарской ГЭС повышается над минимальным на 15 и более метров, а Сулака в Чиркейском створе – до 35 м. Фактически наблюдаемые максимальные расходы в створах этих ГЭС составили соответственно 39900 и 2690 м<sup>3</sup>/с, а отношение максимальных расходов к минимальным 78 и 113.

Эта особенность находит отражение на практике в виде разработки схем пропуска строительных расходов для каждой строящейся ГЭС. Задача такой схемы – исключить случаи непредвиденного затопления котлована и разрушения перемычек; не допустить нанесения непредусмотренного проектом ущерба расположенным ниже и выше гидроузла населенным пунктам, промышленным, транспортным и сельскохозяйственным объектам; обеспечить непрерывность судоходства по реке и свести к минимуму влияние ледоходов и паводков на ход строительства. Удовлетворение этих требований достигается: ограничением подъема уровней реки и внезапных попусков больше бытового максимума, обеспечением постоянного притока воды в нижний бьеф не менее санитарного минимума, учетом особенностей прохождения ледоходов и паводков.

В зависимости от характера и компоновки сооружений, гидрологических характеристик водотока, топографии и геологии створа в современном гидростроительстве применяют три способа пропуска строительных расходов: *по бытовому руслу реки; с отводом потока в обход строящихся сооружений по тоннелям, каналам, лоткам или трубам и комбинированным способом* (в межень с отводом речного потока в обход сооружений, а во время паводков – с пропуском части потока через недостроенные сооружения). Выбор способа пропуска строительных расходов сопровождается гидравлическим расчетом и, как правило, лабораторными гидравлическими исследованиями.

Важнейшим параметром схемы пропуска расходов является расчетный строительный расход. От его величины зависят размеры водопропускных и ограждающих котлован сооружений, объемы и стоимость работ по ним. За-

нижение расчетного расхода может повлечь повреждение перемычек, затопление котлована, нарушение строящихся в нем сооружений и перерыв в производстве работ, а в отдельных случаях нанести ущерб расположенным в нижнем бьефе населенным пунктам и промышленным предприятиям.

Поскольку продолжительность строительства гидроузла много короче времени его эксплуатации и вероятность прохождения высоких паводков соответственно меньше, то сооружения для пропуска строительных расходов принято рассчитывать не на максимальные эксплуатационные расходы реки, а на расход меньшей обеспеченности. Поэтому за расчетный строительный расход принимают не максимальный, а один из достаточно высоких расходов половодья реки. Величина его назначается в зависимости от класса временных сооружений, которые предназначены для пропуска расходов в период производства работ в русле. Согласно СНиП 2.08.01-86 расчетный расход для проектирования временных гидротехнических сооружений принимают в зависимости от класса этих сооружений и срока их эксплуатации:

для сооружений IV класса при сроке эксплуатации до 3 лет – обеспеченность 10%;

для сооружений IV класса при сроке эксплуатации свыше 3 лет – обеспеченность 5%;

для сооружений III класса при сроке эксплуатации до 2 лет – обеспеченность 10%;

для сооружений III класса при сроке эксплуатации свыше 2 лет – обеспеченность 3%.

Временные сооружения для пропуска строительных расходов, как правило, относят к IV классу. В случае же, если разрушение их может вызвать последствия катастрофического характера для расположенных в нижнем бьефе гидроузлов и народнохозяйственных объектов или задержку возведения основных сооружений I и II классов, они могут быть отнесены при надлежащем обосновании к III классу.

Высота каменно-земляной перемычки котлована при строительстве Чиркейской ГЭС составляла более 50 м. Разрушение ее в тесном чиркейско-миатлинском каньоне могло иметь катастрофические последствия для расположенных ниже по течению р. Сулак соответственно в 28 и 35 км грунтовой плотины действующей Чирюртской ГЭС и крупной железнодорожной станции Чир-Юрт, а также увеличить продолжительность работ на основных сооружениях Чиркейской ГЭС, отнесенных к I классу. Поэтому временные водопропускные сооружения последней следовало бы отнести к III классу, а расчетный строительный расход принять согласно действующим нормам обеспеченностью 1%.

На практике, однако, такое повышение расчетного расхода не всегда может быть оправдано. Например, в первый год строительства той же Чиркейской ГЭС в створе ее произошло самопроизвольное обрушение большого потенциально неустойчивого скального массива, перекрывшего русло реки своеобразной каменно-земляной перемычкой высотой около 40 м. Разрыв этого каменного завала переливавшейся через гребень потоком происходил так медленно, что образования ожидавшейся катастрофической волны в верхнем бьефе Чирюртской ГЭС не произошло и необходимость повышения класса временных сооружений не подтвердилась (рис. 3.1 и 3.2).

тойчивого скального массива, перекрывшего русло реки своеобразной каменно-земляной перемычкой высотой около 40 м. Разрыв этого каменного завала переливавшейся через гребень потоком происходил так медленно, что образования ожидавшейся катастрофической волны в верхнем бьефе Чирюртской ГЭС не произошло и необходимость повышения класса временных сооружений не подтвердилась (рис. 3.1 и 3.2).



Рис. 3.1. Завал русла Сулака самопроизвольным обрушением потенциально-неустойчивого массива летом 1963 года в створе Чиркейской ГЭС

Ряд работ при строительстве ГЭС (перекрытие русла, закрытие гребенки, пропуск расходов межени при комбинированном способе) выполняют в маловодный период года. Поэтому для них целесообразно устанавливать свои соответствующие этому времени расчетные расходы. Обычно их принимают обеспеченностью 10% того месяца или периода года, в котором предполагается выполнять работы.

### 3.2. Пропуск расходов секционированием русла

Строительство речных гидроузлов без отвода реки выполняют методом секционирования русла. Этот метод, однако, применим только в достаточно широких створах при наличии в русле или на пойме реки бетонных сооружений, способных пропускать расход половодья. Работы в этом случае выполняют в несколько очередей по одной из схем: *в две очереди без котлована*, *в две очереди с котлованами первой и второй очереди* и *редко – в три и более очереди*.



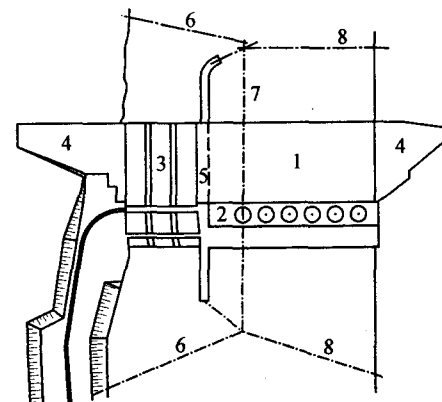
Рис. 3.2. Общий вид русла Сулака в створе Чиркейской ГЭС через несколько суток после размыва завала рекой

Схема возведения гидроузла в две очереди с одним котлованом применяется исключительно на ГЭС, в состав напорного фронта которых входят гидроэлектростанция и намывная русловая плотина, а все бетонные сооружения размещаются в одном котловане (рис. 2.3 и 2.4). В том случае, когда бетонные сооружения напорного фронта располагаются у обоих берегов (что часто встречается на судоходных реках при наличии в составе гидроузла шлюза), число котлованов соответственно увеличивается, но работы в них выполняют одновременно и они относятся к первой очереди. Ко второй очереди работ в этой схеме относятся только перекрытие русла реки и намыв русловой плотины, выполняемые после завершения подавляющей части работ первой очереди. Последовательность производства работ при этой схеме изложена в 2.2. По такой схеме построены все волжские, камские и большая часть днепровских ГЭС.

Схема строительства гидроузла в две очереди с двумя котлованами применяется в широких створах на гидроузлах с бетонными плотинами и при-

Рис. 3.3. Схема строительства гидроузла секционированием русла в две очереди с двумя котлованами:

1 – станционная плотина, 2 – здание ГЭС, 3 – водосливная плотина, 4 – глухие плотины, 5 – раздельный устой, 6 и 7 – перемычки котлована 1-ой очереди, 8 – перемычки котлована 2-ой очереди



плотинными зданиями ГЭС, а также при наличии в составе напорного фронта таких гидроузлов дополнительных русловых каменно-земляных или каменнонабросных плотин. Очередность производства работ в русле при этой схеме изложена в 2.3 и показана на рис. 3.3-3.5. Этим методом возведены гидроэлектростанции Ангаро-Енисейского и Иртышского каскадов.

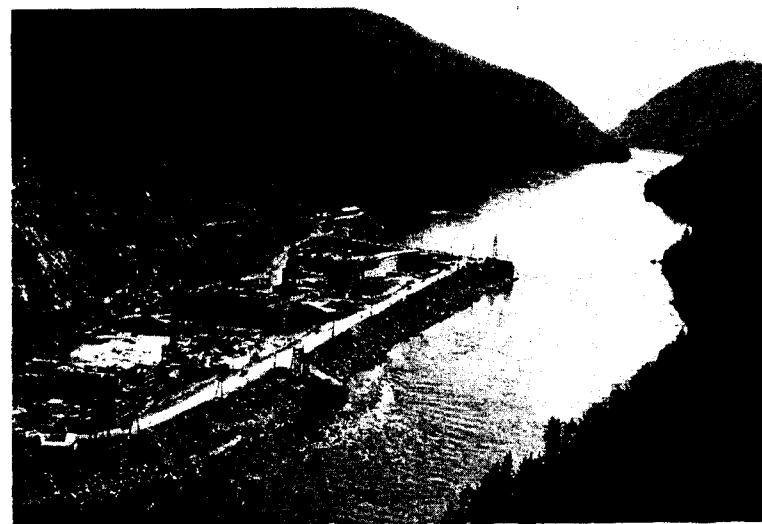


Рис. 3.4. Стеснение русла Енисея перемычками котлована 1-ой очереди на Саяно-Шушенской ГЭС

Схема строительства ГЭС в три и более очереди отличается от предыдущих большим числом последовательно создаваемых котлованов или возведением сооружений в третью очередь без котлована. В практике отечественного гидростроительства она применялась на Днепрогэс и Камской ГЭС,

и вполне вероятно при сооружении гидроузлов в нижнем течении крупных сибирских рек – Оби, Енисея, Лены, Амура.



Рис. 3.5. Пропуск расходов 2-ой очереди через донные отверстия на Саяно-Шушенской ГЭС

При всех схемах секционирования русла имеет место стеснение реки перемычками при образовании котлована первой очереди (рис. 3.6). Оно не должно быть больше 2/3 от бытового русла, не должно увеличивать скорость течения воды до размывающей его ложе и не создавать в сжатом русле на судоходных реках больших перепадов.

Расходы в период возведения сооружений второй очереди при этих схемах обычно пропускают либо через постоянные водосбросы, либо через недостроенные бетонные сооружения с донными отверстиями или гребенкой на водосливной плотине.

### 3.2.1. Гидравлический расчет секционирования русла

Разработка любой схемы пропуска строительных расходов сопровождается гидравлическим расчетом. При этом для каждой очереди работ определяют скорости и перепады в реке на участке створа; расположение и размеры водопропускных отверстий; отметки гребня перемычек и условия перекрытия русла.

Расчет секционирования русла выполняют в два этапа. На первом этапе производят расчет пропуска расходов реки через стесненное русло, а на втором – через недостроенные сооружения – гребенку или донные отверстия.

**Расчет пропуска расходов первой очереди через стесненное русло** (рис. 3.6). Начинают с определения скорости потока  $V_{сж}$  в сжатом русле с площадью  $\omega_{сж}$ :

$$V_{сж} = Q_p / \omega_{сж} \quad (3.1)$$

Полученная  $V_{сж}$  не должна превышать допустимой скорости течения в реке по условиям судоходства (3 м/с) и не может быть больше размывающей скорости для грунтов ложа реки, приведенных в справочниках по гидравлике и приложении 4.1. При большей величине ее производят проверку стесненного русла на размыв.

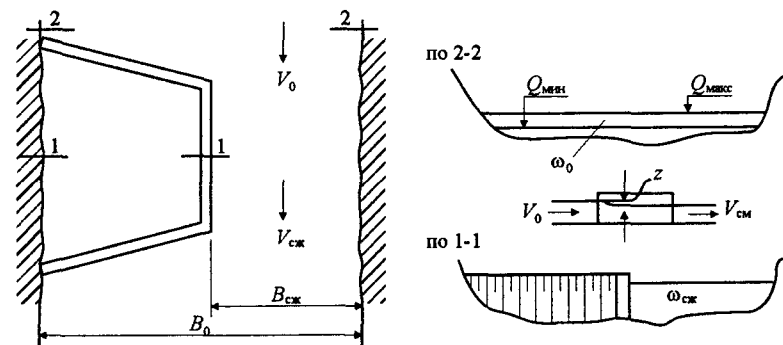


Рис. 3.6. Схема к расчету пропуска расходов секционированием русла

На первом этапе такую проверку можно выполнять приближенно по формуле:

$$\Delta h_{ср} = h_{ср,б} B_б / B_{сж} - h_{ср,б} \quad (3.2)$$

где  $\Delta h_{ср}$  – средняя глубина размыва дна, м;  $h_{ср,б}$  – средняя глубина в бытовом русле, м.

Эта формула дает завышенную величину размыва русла и при глубине его не ниже дна котлована уточнения границы последнего не требуется. При большом размыве расчет повторяют более точным способом или предусматривают крепление русла [60].

При стеснении русла перед сжатым сечением его образуется перепад  $Z$ , который определяют приближенно по формуле:

$$Z_{расч} = V_{сж}^2 / 2\phi^2 g - V_0^2 / 2g, \quad (3.3)$$

где  $\phi = 0,8 - 0,85$  – коэффициент скорости;  $V_0 = Q_p / \omega_0$  – скорость течения в естественном русле с учетом подпора, а  $\omega_0$  – живое сечение реки перед верхней перемычкой с учетом подпора расчетным перепадом  $Z_{расч}$ .



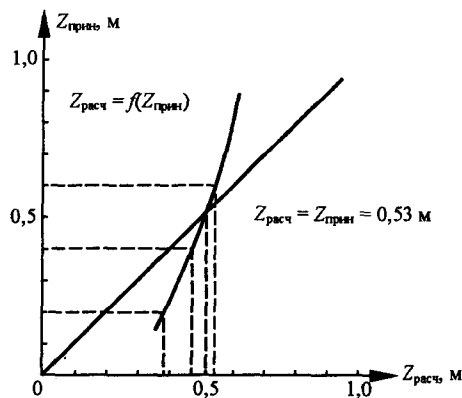


Рис. 3.7. График к определению подпора  $Z_{расч}$  у верховой перемычки

Расчет перепада  $Z_{расч}$  выполняют методом последовательных приближений с построением графика  $Z_{расч} = f(Z_{прин})$ . При построении его на оси ординат откладывают несколько значений  $Z_{прин}$  (не менее 3-4), а по оси абсцисс — вычисленные для них по формуле 3.3 значения  $Z_{расч}$ . По полученным точкам строят кривую  $Z_{расч} = f(Z_{прин})$ . Пересечение этой кривой с биссектрисой прямого угла будет соответствовать действительной величине перепада  $Z$  (рис. 3.7).

Предельная величина  $Z_{расч}$  на судоходных реках не должна превышать 0,8 м. При значениях  $V_{сж}$  и  $Z_{расч}$  больше допустимых величин уменьшают степень стеснения реки перемычками, либо расширяют русло разработкой одного из берегов земснарядами.

Зная перепад  $Z_{расч}$ , определяют отметки гребня перемычек первой очереди:

$$\text{верховая перемычка} \quad \text{ГВП} = \text{УВ}_{\text{быт}} + Z_{расч} + d \quad (3.4)$$

$$\text{низовая перемычка} \quad \text{ГНП} = \text{УВ}_{\text{быт}} + \alpha \quad (3.5)$$

где  $\text{УВ}_{\text{быт}}$  — бытовой уровень воды в реке по кривой  $Q = f(H)$  при расчетном строительном расходе;  $d$  и  $\alpha$  — запас гребня перемычки над статическим уровнем в реке.

Для перемычек III класса капитальности  $d = h_n + \Delta h + \alpha$ , где  $h_n$  — высота наката ветровой волны на откос,  $\Delta h$  — высота ветрового нагона,  $\alpha$  — запас перемычки по высоте, м. Точный расчет  $h_n$  и  $\Delta h$  выполняют по СНиП 2.06.04-82. В предварительных расчетах таких перемычек принимают  $h_n + \Delta h = 0,5-1,0$  м и  $\alpha = 0,4-0,5$  м. Для перемычек более низкого класса  $d = \alpha$ .

Определенные расчетом отметки гребня перемычек на реках с тяжелыми ледовыми условиями следует проверять на соответствие подъему уровня воды в реке во время ледохода при заторах и зажорах.

Расчет пропуска расходов второй очереди. Расходы второй очереди могут пропускаться через постоянные водосбросы ГЭС, через донные отвер-

стия либо гребенку недостроенной водосливной плотины (рис. 3.5 и 3.8). В исключительных случаях используют незаконченные турбинные блоки ГЭС.

Для пропуска строительных расходов второй очереди сначала используют глубинные водосбросы гидроэлектростанций и водосбросных плотин (Чебоксарская и Нижнекамская ГЭС). При отсутствии или недостаточной пропускной способности постоянных водосбросов в бетонных плотинах гидроузла устраивают временные, на период строительства, водопропускные (донные) отверстия либо понижают пороги пролетов водосливной плотины. Бычки недостроенных пролетов придают плотине при этом вид гребенки, обращенной зубьями вверх (3.8). Поэтому способ пропуска расходов через недостроенные пролеты водосливной плотины получил название гребенки. Этот способ позволяет при одинаковом с донными отверстиями уровне верхнего бьефа пропускать больший расход, но трудоемок в строительстве. Поэтому после пятидесятих годов прошлого века для пропуска строительных расходов второй очереди преимущественно использовались донные отверстия.

Если закрытие донных отверстий осуществляется простым опусканием затворов верхнего бьефа, то задача закрытия гребенки много сложнее и решается она следующим образом.

Водосливной фронт делят на секции. Число пролетов в секции назначают равным числу ярусов (ступеней) бетонирования. Для плотин с 9-ю и более пролетами рекомендуется трех- и более ступенчатая схема закрытия гребенки. При меньшем числе пролетов — двухступенчатая.

Каждая секция включает несколько пролетов и теоретически обслуживается своим затвором. При бетонировании в каждой из них затворами верхнего и нижнего бьефов закрывают по одному пролету и производят укладку бетона на высоту принятой ступени. Расход реки в это время проходит через незакрытые пролеты плотины. По окончании укладки бетона затворы в каждой из секций переставляют в смежные пролеты и под их защитой укладывают бетон. Эту операцию поочередно выполняют в каждом из пролетов секции. Такое маневрирование затворами производится до достижения плотинной проектного профиля (рис. 3.9).

Расчет пропуска расходов через гребенку (рис. 3.10) преследует цель определить длину водосливного фронта, отметки временных порогов плотины и отметки гребня перемычек.

Длина водосливного фронта должна удовлетворять двум требованиям: обеспечивать неразмываемость дна реки при сходе потока с рисбермы и соответствовать по числу пролетов принятой схеме закрытия гребенки. Первое требование удовлетворяется при условии:

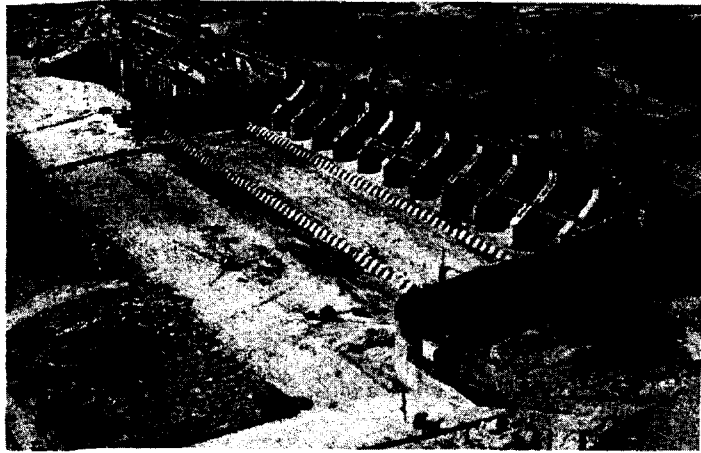


Рис. 3.8. «Гребенка» водосливной плотины Горьковской ГЭС в период строительства

$$n = Q_{pr} / (V_{доп} h_p l), \quad (3.6)$$

где  $n$  – число водосливных пролетов гребенки;  $Q_{pr}$  – наибольший за период работы гребенки строительный расход,  $V_{доп}$  – неразмывающая скорость для грунтов за рисбер мой (принимается от 2,5 до 5,0 м/с);  $h_p$  – глубина на рисберме при прохождении расчетного расхода;  $l$  – расстояние между осями бычков плотины.

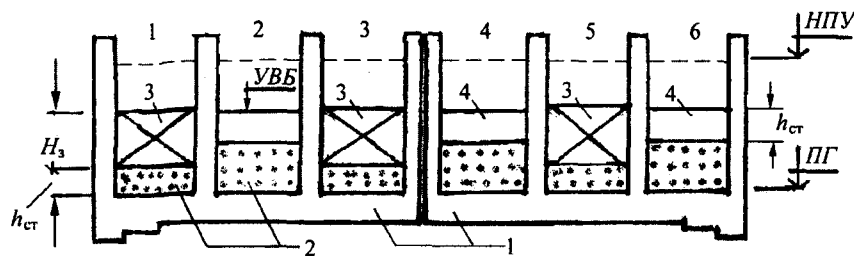


Рис. 3.9. Двух ступенчатая схема бетонирования (закрытия) гребенки плотины: 1 – гребенка плотины, 2 – бетон, укладываемый при закрытии гребенки, 3 – затворы, 4 – свободные для пропуска воды пролеты

Длину водосливного фронта двухступенчатой гребенки  $L_2$  определяют из формулы пропускной способности водослива с широким порогом, преобразованной для расчета закрытия гребенки, предварительно назначив высоту  $h_{ст}$  и число ступеней бетонирования  $K$ :

$$L_2 = Q_{pr} / (0,5m \sqrt{2g h_{ст}^{3/2}}), \quad (3.7)$$

где  $Q_{pr}$  – расчетный строительный расход в период закрытия гребенки,  $m$  – коэффициент расхода для водослива гребенки, принимаемый равным 0,3 – 0,35,  $H_3$  – высота затвора.

Длину водосливного фронта многоступенчатой гребенки находят из выражения:

$$L_k = A_k L_2, \quad (3.8)$$

где  $A_k = (0,5K)^{5/2} / [1^{3/2} + 2^{3/2} + 3^{3/2} + \dots + (K-1)^{3/2}]$  – коэффициент гребенки, зависящий только от числа ступеней бетонирования и принимаемый по табл. 3.1.

Таблица 3.1

Число ступеней $K$	2	3	4	5
Коэффициент $A_k$	1	0,717	0,625	0,580

Необходимое для гребенки число водосливных пролетов определяют из выражения:

$$n = L_k / b_c, \quad (3.9)$$

где  $b_c = \epsilon b = (0,85 - 0,95)b$  – ширина одного водосливного пролета с учетом сжатия  $\epsilon$ .

Длину водосливного фронта принимают по большему числу пролетов, которое должно быть кратно выбранному числу ступеней бетонирования.

Отметку порога водосливов назначают из условия перекрытия русла реки при выбранном расходе  $Q_{pr}$ . Расчет выполняют в следующем порядке.

По геологическим и гидрологическим условиям створа на основании аналогов по табл. 4.5 или рекомендациям [19; 45] выбирают конечный перепад на банкете  $Z_{макс}$  при перекрытии русла.

Определяют критическую глубину над порогом гребенки:

$$h_{кр} = (\alpha q^2 / g)^{1/3}, \quad (3.10)$$

$$q = Q_n / n b, \quad (3.11)$$

где  $\alpha = 1,0 - 1,1$  – коэффициент неравномерности распределения скоростей потока.

Находят напор  $H$  на гребне водослива из условия работы в неподтопленном режиме:

$$H = [Q_{\Pi} / (m \varepsilon n b \sqrt{2g})]^{2/3}, \quad (3.12)$$

Определяют отметку порога гребенки ПГ в зависимости от подтопления водослива:

если  $H < Z_{\max} + h_{кр}$ ,  
то водослив не подтоплен и  $ПГ = УНБ + Z_{\max} - H$ ; (3.13)

если  $H > Z_{\max} + h_{кр}$ , то водослив подтоплен и нужно сначала определить глубину  $h_{\Pi}$  над его порогом:

$$h_{\Pi} = Q_{\Pi} / (\varphi \varepsilon n b \sqrt{2gZ_{\max}}), \quad (3.14)$$

тогда  $ПГ = УНБ - h_{\Pi}$ ,

где  $\varphi$  – коэффициент скорости, равный 0,8-0,95; УНБ – уровень нижнего бьефа при  $Q_{\Pi}$ .

Определяют отметку верхнего бьефа УВБ при прохождении  $Q_p$  в зависимости от соотношения  $h_{кр}$  и  $h_{\Pi} = УНБ - ПГ$ :

при  $h_{\Pi} > h_{кр}$   $Z = [Q_p / (\varphi \varepsilon n b h_{\Pi} \sqrt{2g})]^2$ ; и УВБ = УНБ + Z; (3.16)

при  $h_{\Pi} < h_{кр}$   $H = [Q_p / (m \varepsilon n b \sqrt{2g})]^{2/3}$  и УВБ = ПГ + H. (3.17)

Назначают отметки перемычек второй очереди:

верховая перемычка  $ГВП = УВБ + d$ ;  
низовая перемычка  $ГНП = УНБ + \alpha$ .

**Расчет пропуска расходов через донные отверстия и глубинные водосбросы** (рис. 3.10). Число глубинных водосбросов определяется конструкцией сооружения, а количество донных отверстий и их размеры назначают в зависимости от числа секций в плотине, ширины пролетов и величины пропускаемого расхода. Расчет ведут по следующей схеме.

Определяют отметку порога донных отверстий из условия получения на банкете при перекрытии русла допустимого перепада  $Z_{\max}$ . Донные отверстия при этом не должны быть затоплены. Расчет следует выполнять по формулам:

$$УВБ = УНБ + Z_{\max}; \quad H_{\Pi} = (Q_{\Pi} / m b \sqrt{2g})^{2/3};$$

$$ПВП = УВБ - H_{\Pi}.$$

где  $H_{\Pi}$  – глубина воды в ББ над порогом донного отверстия.

Находят УВБ при расчетном строительном расходе. Для этого по формулам (3.18) или (3.19) строят кривую пропускной способности донных отверстий при разных уровнях верхнего бьефа, по которой и находят отметку ВБ:

при незатопленном выходном отверстии  $Q = \mu \omega_{\text{во}} (2gH)^{1/2}$ ; (3.18)

при затопленном выходном отверстии  $Q = \mu \omega_{\text{во}} (2gZ)^{1/2}$ ; (3.19)

где  $H_{\text{во}}$  – напор над центром выходного отверстия,  $Z$  – перепад между бьефами,  $\omega_{\text{во}}$  – площадь выходного отверстия,  $\mu$  – коэффициент расхода, определяемый по формуле:

$$\mu = 1 / (1 + \xi_{\text{вх}} + 2g L / C^2 R), \quad (3.20)$$

где  $\xi_{\text{вх}}$  – потери на входе, принимаемые равными 0,2-0,5;  $L$  – длина водосброса,  $R = \omega / \chi$  – гидравлический радиус,  $\omega$  – живое сечение потока,  $\chi$  – смоченный периметр,  $C$  – коэффициент Шези, определяемый по формуле  $C = 1/n R^{1/6}$  или таблицам [14; 45],  $n$  – коэффициент шероховатости, принимаемый для бетона равным 0,012-0,013, а в других случаях определяемый с учетом рекомендаций табл. 3.2

Таблица 3.2

Значения показателя  $y$  в зависимости от  $n$  в формуле Павловского [45]

$n$	$R$	$y$	$n$	$R$	$y$
0,018	0,1 - 1,0	0,20	0,0275	0,1 - 1,0	0,27
	1,0 - 5,0	0,15		1,0 - 3,5	0,20
0,020	0,1 - 1,0	0,21	0,030	3,5 - 5,0	0,18
	1,0 - 5,0	0,16		0,1 - 1,0	0,28
0,0225	0,1 - 1,0	0,23	0,035	1,0 - 3,5	0,21
				3,0 - 4,0	0,21
	1,0 - 5,0	0,17		4,0 - 5,0	0,20
0,025	0,1 - 1,0	0,25	0,040	0,1 - 1,0	0,34
	1,0 - 3,8	0,19		1,0 - 3,0	0,25
	3,8 - 5,0	0,17		3,0 - 4,0	0,23
				4,0 - 5,0	0,21

При известном УВБ назначают отметки гребня перемычек второй очереди

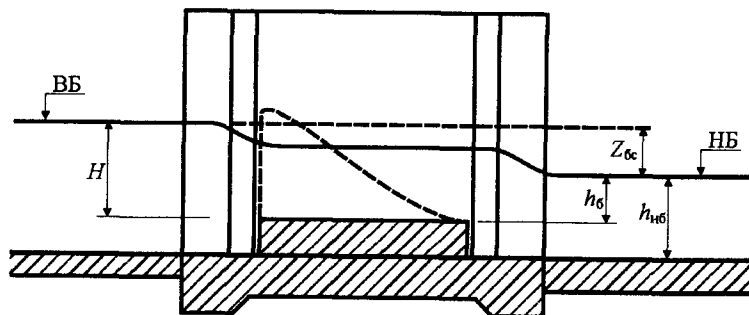


Рис. 3.10. Схема к расчету пропуска расходов через «гребенку» водосливной плотины

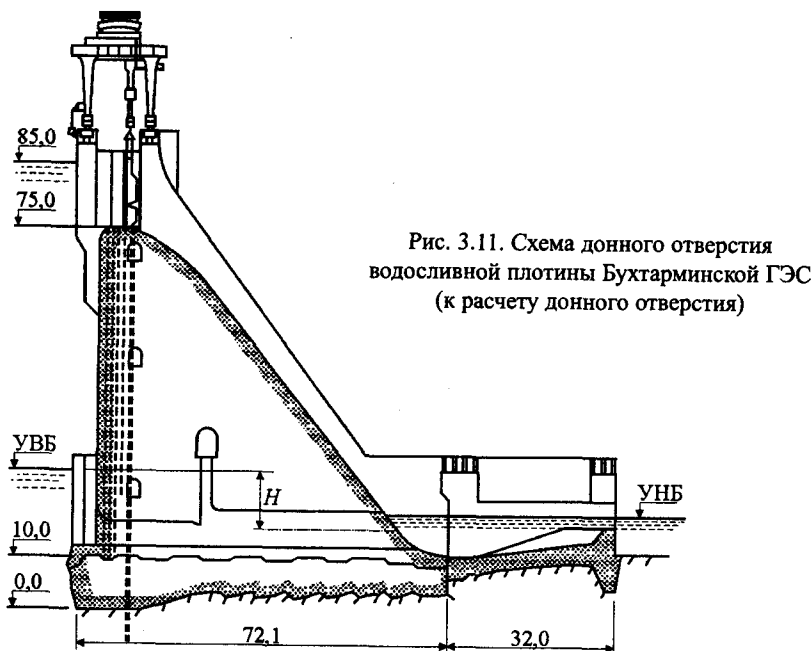


Рис. 3.11. Схема донного отверстия водосливной плотины Бухтарминской ГЭС (к расчету донного отверстия)

**Расчет пропуска расходов через незаконченные турбинные блоки.** Наиболее надежным и безопасным, по данным Санкт-Петербургского технического университета (ЛПИ им. Калинина), является пропуск расходов через оборудованный направляющим аппаратом турбинный блок без рабочего колеса.

Для случая свободного перелива через кратер входного отверстия турбинной шахты пропускную способность незаконченных турбинных блоков определяют по формуле:

$$Q = m \pi D \sqrt{2g} h^{3/2}, \quad (3.21)$$

где  $m$  – коэффициент расхода, принимаемый равным 0,24, а  $h$  – напор над верхней кромкой турбинной шахты,  $D$  – диаметр турбинной шахты.

Для случая затопленной и выштабленной отсасывающей трубы ее находят по формуле:

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gZ}, \quad (3.22)$$

где  $Z$  – разность горизонтов верхнего и нижнего бьефов, а  $\mu$  изменяется в пределах от 0,35 до 0,76 в зависимости от состояния турбинного тракта и должен приниматься по данным натурных гидравлических исследований [ГС №3 за 1951 и №5 за 1953 г.г.].

**Расчет пропуска расходов при возведении сооружений более чем в две очереди.** При возведении гидроузлов в три (и более) очереди расходы второй очереди пропускают через свободное русло и через недостроенные бетонные сооружения. Расчет в этом случае выполняют методом последовательных приближений по следующей схеме.

*Задаются отметкой верхнего бьефа.*

*Определяют расход, проходящий через сжатую часть русла.*

$$Q = \epsilon \omega V_{сж};$$

$$V_{сж} = V_0 + \varphi \sqrt{2gZ},$$

где  $\epsilon$  – коэффициент сжатия, равный 0,9-0,95;  $\varphi$  – коэффициент скорости = 0,8-0,85.

*Определяют расход, проходящий через бетонные сооружения по формулам гребенки или донных отверстий.*

*Определяют суммарный расход для принятой отметки ВБ.*

*Задаваясь разными отметками ВБ строят кривую  $Q = f(H)$ .*

*По кривой  $Q = f(H)$  находят уровень ВБ, при котором могут быть пропущены расходы  $Q_p$  и  $Q_n$ , и гребень верховой перемычки.*

**Пример расчета пропуска расходов секционированием русла.** Расчет секционирования русла рассмотрим на примере строительства Усть-Каменогорской ГЭС на р. Иртыш, располагающейся на расстоянии примерно 12 км выше крупного промышленного города, защищенного от затоплений весенними половодьями невысокой дамбой. Гидроузел включает приплотинное здание ГЭС на 4 агрегата общей мощностью 432 МВт длиной 123 м, однокамерный судоходный шлюз на напор 40 м, бетонные станционную, право- и левобережные глухие и водосливную (4 пролета по 18 м), плотины. Длина напорного фронта 411 м, ширина русла 180 м (рис. 3.12).

Створ ГЭС имеет трапециевидную форму с крутыми берегами, сложен прочными скальными породами габбро, прикрытыми в русле гравийно-песчаными отло-

жениями толщиной 6-8 м. Отметка дна реки около 90 м. Расходы составляют: обеспеченностью 1% – 3860 м³/с, 5% – 3350 м³/с и 10% – 2960 м³/с. Паводки проходят в мае, июне и сентябре. Расходы межени устанавливаются: летние – в июле, зимние – в ноябре. Зависимость между расходами реки и уровнями в створе сооружений  $Q = f(H)$  приведена в таблице 3.3.

Таблица 3.3

Расход, м³/с	100	300	500	1000	1500	2000	2500	3000	3500
Уровень, м	93,7	94,1	95,1	96,0	96,8	97,4	98,0	98,6	99,2

Сооружения гидроузла строятся в две очереди. В первую очередь бетонировать водосливную и левобережную глухую плотины; во вторую – здание ГЭС, станционную и правобережную плотины. Так как в течение всего строительства должны быть обеспечены нормальные условия для судоходства, то шлюз также возводится в две очереди: первая очередь с временным порогом на верхней голове сооружается ко времени перекрытия русла, вторая – до проектных отметок – к пуску первого агрегата. Расходы второй очереди могут пропускаться как через гребенку, так и по донным отверстиям. Русло реки перекрывают в ноябре месяце при расчетном расходе 700 м³/с, гребенку закрывают осенью при наибольшем расходе 1300 м³/с.

**Пропуск расходов через суженное русло.** В котловане второй очереди размещаются водосливная плотина и раздельный устой. Стеснение русла с учетом габаритов продольной ряжевой перемычки шириной 10 м, откосов и бермы котлована, а также врезки водосливной плотины в левый берег (~ 25 м) составит 80 м или 45% ширины реки.

За расчетный расход принимаем  $Q_{рс} = 2960 \text{ м}^3/\text{с}$  обеспеченностью 10%, согласно СНиП 2.06.01-86. Временные сооружения для пропуска строительных расходов при ограничении перепада в суженом русле по условиям судоходства величиной не более 0,8 м и продолжительности производства работ в котловане менее 3-х лет относим к IV классу.

Расчет начинаем с определения скорости потока в стесненном русле:

$$V_{сж} = Q_p / \omega_{сж} = 2960 / [(98,5-90,0) (180-80)] = 3,48 \text{ м/с.}$$

Полученная скорость больше допустимой по условиям судоходства, которую при незначительной интенсивности движения судов можно принять равной предельно допустимой 3,0 м/с. Поэтому стесненную часть русла нужно либо расширить, либо углубить. Но так как  $V_{сж}$  значительно превышает размывающую скорость для гравийно-песчаных отложений со средневзвешенным диаметром частиц 25-40 мм, равную 2,1-2,5 м/с, то при стеснении русла произойдет естественный размыв этих отложений.

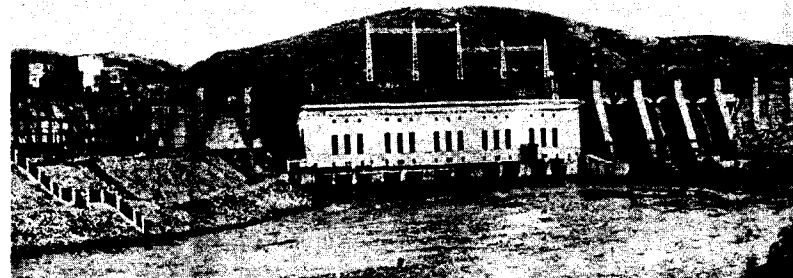
Величина размыва  $\Delta h$  может быть определена приближенно по формуле:

$$\Delta h = (B_6 / (B_{сж})) h_{ср,6} - h_{ср,6} = 180 / 100 \times 8,5 - 8,5 = 6,8 \text{ м.}$$

В результате  $V_{сж}$  уменьшится до допустимой величины:

$$V_{сж} = 2960 / (8,5 + 6,8) \times 100 = 1,93 \text{ м/с} < 3,0 \text{ м/с.}$$

а



б

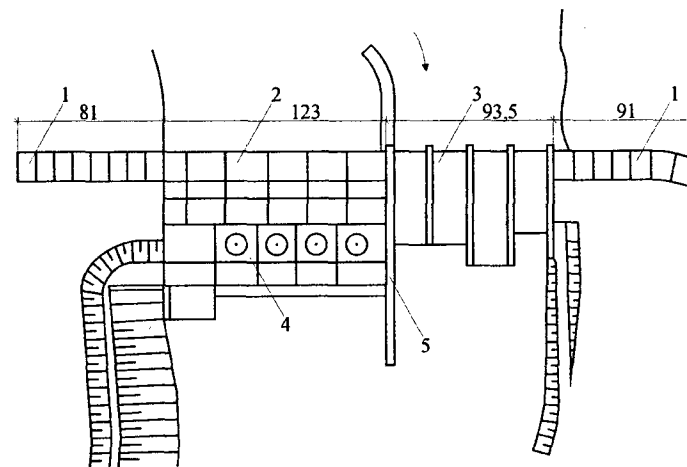


Рис. 3.12. Усть-Каменогорская ГЭС на р. Иртыш:

а – вид на сооружения с НБ, б – компоновка русловых сооружений; 1 – глухие бетонные плотины, 2 – станционная плотина, 3 – водосливная плотина, 4 – здание гидроэлектростанции, 5 – раздельный устой

Для определения подпертого уровня реки перед верховой перемычкой находим перепад  $Z_{расч}$  по формуле 3.3. Расчет ведем методом последовательных приближений, задавая величиной  $Z_{прин}$  (в пределах от 0 до 0,8 м) для вычисления  $V_0 = Q_{рс} / \omega_0$ :

$$Z_{прин} = 0,2 \text{ м } Z_{расч} = 1/2 \times 9,81 \times \{1,89^2 / 0,8^2 - [2960 / 180(8,5+0,2)]^2\} = 0,103 \text{ м.}$$

$$Z_{прин} = 0,4 \text{ м } Z_{расч} = 1/2 \times 9,81 \times \{1,85^2 / 0,8^2 - [2960 / 180(8,5+0,4)]^2\} = 0,099 \text{ м.}$$

$$Z_{прин} = 0,6 \text{ м } Z_{расч} = 1/2 \times 9,81 \times \{1,81^2 / 0,8^2 - [2960 / 180(8,5+0,6)]^2\} = 0,094 \text{ м}$$

$$Z_{прин} = 0,8 \text{ м } Z_{расч} = 1/2 \times 9,81 \times \{1,77^2 / 0,8^2 - [2960 / 180(8,5+0,8)]^2\} = 0,090 \text{ м.}$$

Ввиду малости перепада  $Z_{расч}$  принимаем его без построения графика  $Z_{расч} = f(Z_{прин})$ , равным 0,09 м.

Зная подпор у верховой перемычки, назначаем отметки гребня перемычек:

$$\text{ГВП} = \text{УВ}_{\text{быт}} + Z_{\text{расч}} + d = 98,5 + 0,09 + (1,5 + 2,0) = 102,1 \text{ м,}$$

$$\text{ГНП} = \text{УВ}_{\text{быт}} + \alpha = 98,5 + (0,5 + 2,0) = 101 \text{ м,}$$

где 2,0 м – запас высоты перемычки на подъем уровня реки вследствие возможных на Иртыше (по имеющимся наблюдениям) заторов во время весенних ледоходов.

*Пропуск расходов второй очереди методом гребенки.* Так как продолжительность работ в котловане второй очереди не превышает 3 лет, то расчетный строительный расход остается прежним  $Q_{\text{рс}} = 2960 \text{ м}^3/\text{с}$ .

Расчет начинаем с определения требуемой длины водосливного фронта и необходимого числа водосливных пролетов. Минимально необходимое число пролетов водосливной плотины по условию неразмываемости дна реки при сходе потока с водослива определяем по формуле 3.6

$$n = Q_{\text{р}} / (V_{\text{доп}} h_{\text{р}}) = 2960 / (22 \times 8,5 \times 18) = 0,88.$$

где  $V_{\text{доп}}$  принята для коренных пород основания габбро равной 22 м/с.

Определяем длину водосливного фронта из условия закрытия гребенки по двух- и трехступенчатой схемам

$$L_2 = Q_{\text{р}} / [0,5 m(2g)^{1/2} (H_3 - 0,5)^{3/2}] = 1300 / [0,5 \times 0,32(2 \times 9,81)^{1/2} (9,5 - 0,5)^{3/2}] = 64 \text{ м}$$

$$L_3 = A_3 L_2 = 0,717 \times 64 = 46,1 \text{ м}$$

где  $H_3 = 9,5 \text{ м}$  – высота затвора, а  $A_3 = 0,717$  – коэффициент трехступенчатой гребенки по таблице 3.2.

Необходимое число пролетов соответственно будет

$$\text{при двухступенчатой гребенке} \quad n = L_2 / \varepsilon b = 64 / (0,9 \times 18) = 3,95;$$

$$\text{при трехступенчатой} \quad n = 46,1 / (0,9 \times 18) = 2,85.$$

В рассматриваемом случае возможна как двухступенчатая, так и трехступенчатая схема закрытия гребенки, но так как береговой пролет плотины расположен на отм. 97,0 м и его использование в пропуске строительных расходов малоэффективно. В этих условиях целесообразно применить трехступенчатую схему закрытия гребенки ( $h_{\text{ст}} = 9 : 3 = 3 \text{ м}$ ) с пропуском расходов в период строительства только через три водосливных пролета. Поэтому дальнейшие расчеты выполняем для трехпролетного водослива.

Отметку временных порогов водосливов находим из условия перекрытия русла реки. Для принятого расчетного расхода перекрытия  $Q_{\text{рп}} = 700 \text{ м}^3/\text{с}$  при неразмываемом русле по табл. 4.5 принимаем конечный перепад на банкете  $Z_{\text{макс}} = 1,0 \text{ м}$  и определяем критическую  $h_{\text{кр}}$  глубину над порогом гребенки:

$$h_{\text{кр}} = (a g^2 / g)^{1/3} = [1,1 \times [700 / (3 \times 18)]^2 / 9,8]^{1/3} = 2,76 \text{ м.}$$

Напор  $H$  на гребне водослива при его работе в неподтопленном режиме будет:

$$H = \{Q_{\text{рп}} / [m \varepsilon n b (2g)^{1/2}]\}^{2/3} = \{700 / [0,32 \times 0,9 \times 3 \times 18 (2 \times 9,81)^{1/2}]\}^{2/3} = 4,7 \text{ м.}$$

Проверяем расчет подтопления водослива. Так как  $H = 4,7 > Z_{\text{макс}} + h_{\text{кр}} = 1,0 + 2,76 = 3,76$ , то водослив подтоплен. Поэтому сначала находим глубину воды  $h_{\text{п}}$  над порогом водослива:

$$h_{\text{п}} = Q_{\text{рп}} / [\varphi \varepsilon n b (2g Z_{\text{макс}})^{1/2}] = 700 / [0,9 \times 0,9 \times 3 \times 18 (2 \times 9,81 \times 1,0)^{1/2}] = 3,6 \text{ м,}$$

затем определяем отметку порога гребенки:

$$\text{ПГ} = 95,5 - 3,6 = 91,9 \text{ м. Принимаем ПГ} = 91,5 \text{ м.}$$

Для назначения отметок гребня перемычек второй очереди определяем отметку ВБ при прохождении через плотину расчетного строительного расхода  $Q_{\text{рс}} = 2960 \text{ м}^3/\text{с}$ :

$$h_{\text{кр}} = [1,1 \times [2960 / (3 \times 18)]^2 / 9,81]^{1/3} = 7,53 \text{ м и } h_{\text{п}} = \text{УНБ} - \text{ПГ} = 98,5 - 91,5 = 7,0 \text{ м.}$$

Так как  $h_{\text{п}} < h_{\text{кр}}$ , то водослив будет не подтоплен и следовательно:

$$H = [Q_{\text{р}} / (m \varepsilon n b (2g)^{1/2})]^{2/3} = \{2960 / [0,3 \times 0,9 \times 3 \times 18 (2 \times 9,81)^{1/2}]\}^{2/3} = 12,8 \text{ м}$$

$$\text{УВБ} = \text{ПГ} + H = 91,5 + 12,8 = 104,3 \text{ м.}$$

Отметки перемычек второй очереди будут:

$$\text{верховая перемычка} \quad \text{ГВП} = \text{УВБ} + d = 104,3 + (1,5 + 2,0) = 107,8 \text{ м;}$$

$$\text{низовая перемычка} \quad \text{ГНП} = \text{УНБ} + \alpha = 98,5 + (0,5 + 2,0) = 101 \text{ м.}$$

*Пропуск расходов второй очереди через донные отверстия (вариант) (рис. 3.9).* Гидравлический расчет в этом случае ведут по одинаковым с методом гребенки исходным данным по следующей схеме.

В соответствии с конструкцией водосливной плотины назначаем число и размеры донных отверстий.

Обычно в каждом пролете плотины делают по одному отверстию. Поэтому в трех пролетах по 18 м принимаем 3 отверстия шириной 12 и высотой 11 м каждое.

Отметку порога донных отверстий находим из условия получения допустимого перепада при перекрытии русла. При расходе  $Q_{\text{п}} = 700 \text{ м}^3/\text{с}$  согласно табл. 4.5  $Z_{\text{макс}}$  может быть принят равным 2 м, тогда

$$\text{УВБ} = \text{УНБ} + Z_{\text{макс}} = 95,5 + 2 = 97,5 \text{ м и}$$

$$\text{ПДО} = \text{УВБ} - H_{\text{п}} = 97,5 - 6,75 = 90,75 \text{ м,}$$

где глубина над порогом донного отверстия

$$H_{\text{п}} = \{Q_{\text{п}} / [mb(2g)^{1/2}]\}^{2/3} = \{700 / [0,3 \times 12 \times 3 (2 \times 9,81)^{1/2}]\}^{2/3} = 6,75 \text{ м.}$$

Аналогично варианту с гребенкой ПДО принимаем на отм. 90,5 м.

Для определения УВБ и отметки гребня верховой перемычки обычно строят график пропускной способности донных отверстий при разных уровнях ВБ и по нему находят эти параметры для  $Q_p$ . В нашем примере эту задачу решаем приближенно. Из формулы  $Q = \mu \omega (2gH_{\text{во}})^{1/2}$  находим напор над центром выхода донного отверстия:

$$H_{\text{во}} = Q_p^2 / (\mu^2 \omega^2 2g) = 2960^2 / [0,75^2 (8 \times 12 \times 3)^2 \times 2 \times 9,81] = 10,24 \text{ м,}$$

где  $\mu = 1 / [1 + \xi + (2gL/C^2R)] = 1 / \{1 + 0,3 + 2 \times 9,81 \times 40,5 / 97,6^2 \times [8 \times 12 / (8 \times 2 + 12)]\} = 0,725$ .

Уровень верхнего бьефа при расчетном расходе  $Q_p = 2960 \text{ м}^3/\text{с}$  будет:

$$\text{УВБ} = \text{ПДО} + h_{\text{во}} / 2 + H_{\text{во}} = 90,5 + 6 + 10,24 = 106,74 \text{ м.}$$

Отметка гребня верховой перемычки будет:

$$\text{ГВП} = \text{УВБ} + d = 106,74 + (1,5 + 2,0) = 110,24 \text{ м} > 107,3 \text{ м.}$$

Это существенно выше, чем при гребенке. Следовательно пропуск расходов второй очереди через донные отверстия в рассмотренном случае нецелесообразен.

### 3.3. Обеспечение судоходства в период строительства ГЭС

При разработке схемы пропуска строительных расходов особое внимание обращают на обеспечение нормальных условий судоходства в створе строящегося гидроузла. Особое значение это условие имеет для крупных судоходных рек: Волги, Камы, Днепра, Енисея, Амура и др. Отчетливой практикой гидротехнического строительства разработаны достаточно надежные решения этой проблемы. Они позволяют осуществлять строительство ГЭС практически без ущерба для народного хозяйства. Комплекс мероприятий, обеспечивающий нормальные условия судоходства в створе строящегося гидроузла, обычно предусматривает:

*ограничение перепада при стеснении русла перемычками* величиной не более 0,8 м и скорости течения на стесненном участке – до 3 м/с, позволяющие современным речным судам без труда преодолевать эти препятствия;

*ограничение степени сужения русла перемычками* не более чем на 2/3 его ширины (на строительстве Чебоксарской ГЭС, например, судоходный проран при встречном движении судов был расширен земснарядами в сторону песчаного левого берега до 250 м, а на Усть-Каменогорской и Бухтарминской ГЭС при одностороннем движении судов ширина стесненного русла составляла около 100 м);

*перекрытие русла реки с наименьшим ущербом для судоходства* (на всех волжских, днепровских и многих других гидроузлах оно выполнялось, как правило, в конце навигации – в октябре-ноябре месяце);

*ввод судоходных сооружений в эксплуатацию* на гидроузлах, где судоходство не могло быть хотя бы временно прекращено, к началу очередной после перекрытия русла навигации.

*Створы гидроэлектростанций при строительстве на судоходной реке каскада ГЭС располагают таким образом*, чтобы верхний бьеф нижней ступени при любых обстоятельствах подпирал вышележащую ГЭС. Нарушение этого правила может крайне неблагоприятно отразиться на всем судоходстве по реке.

Горьковская ГЭС на р.Волге с напором 14 м была построена в 1948-57 годах в составе гидроэлектростанции мощностью 520 МВт, водосливной плотины, нескольких земляных плотин и дамб общей длиной 18,6 км и двух однокамерных двухнижточных шлюзов с раздельным бьефом (рис. 3.13). С нижнего бьефа эту ГЭС должен

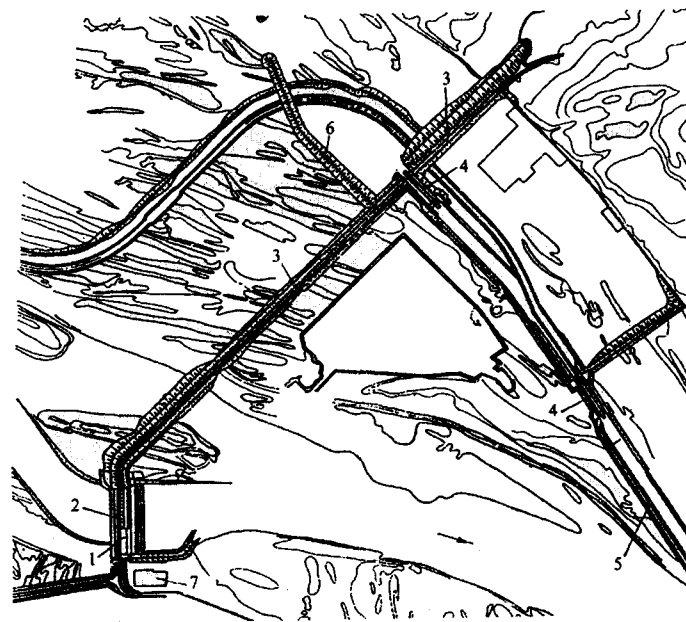


Рис. 3.13. Компоновка Горьковской ГЭС на р. Волге:

1 – здание ГЭС, 2 – водосливная плотина, 3 – земляные плотины, 4 – судоходный шлюз, 5 – канал, 6 – дамбы аванпорта, ОРУ 220 и 110 кв

был подпирать верхний бьеф строившейся позднее Чебоксарской ГЭС. Однако по ряду объективных и конъюнктурных причин последняя несколько десятилетий эксплуатировалась на пониженном напоре и водохранилище ее не подпирало Горьковскую ГЭС. Все это время для обеспечения судоходных глубин на участке Волги от Городца до Нижнего Новгорода (около 60 км) она производила в периоды межени систематические сбросы в нижний бьеф значительных расходов. Под воздействием их дно реки в нижнем бьефе было размыто, уровень воды на порогах нижних голов шлюза понизился и перестал обеспечивать пропуск судов с глубокой осадкой

(рис. 3.14). Продолжительность шлюзования и движения судов на этом участке увеличилась в несколько раз. Нормальный режим судоходства по Волге оказался нарушен. Для восстановления нормального судоходства требуется либо подъем уровня Чебоксарского водохранилища до нужной по условиям судоходства отметки, либо строительство ниже Горьковской ГЭС водоподпорной плотины и систематическое проведение дноуглубительных работ на 30–40-километровом участке ее нижнего бьефа.



Рис. 3.14. Шлюз Горьковской ГЭС в период строительства

При невозможности наполнения водохранилища к началу навигации или вводе агрегатов ГЭС на пониженном напоре осуществляют одно из следующих мероприятий.

*Заглубляют верхний подходной канал и временно понижают порог верхней головы шлюза до отметок, обеспечивающих судоходство при пониженных горизонтах.* (Такое решение имело место, например, на Чебоксарском и Усть-Каменогорском шлюзах).

Усть-Каменогорская ГЭС в предгорьях Алтая строилась в 1939–53 годах с перерывом на время Великой Отечественной войны. Транспортное сообщение между Усть-Каменогорском и рудниками полиметаллических руд в районе г. Зырянска осуществлялось только по горной автодороге и судами по Иртышу.

Железная дорога отсутствовала. Поэтому при сооружении ГЭС требовалось обеспечить возможность движения судов по Иртышу без перерывов в течение всего времени строительства.

Во время выполнения работ в котловане первой очереди (строительство велось методом секционирования русла) судоходство осуществлялось нормальным порядком по стесненному руслу. Для сохранения судоходства в период производства работ в котловане второй очереди требовалось ввести в эксплуатацию ко времени перекрытия русла однокамерный высоконапорный ( $H = 42$  м) шлюз при верхнем бьефе намного ниже проектного. Верхняя голова шлюза для этого была запроектирована с наклонной (падающей) стенкой с двумя порогами: временным – в основании

стенки и постоянным – на верхних отметках ее. Возможность бетонирования стенки до отметки постоянного порога за зимний межнавигационный период после наполнения водохранилища и ввода первого агрегата ГЭС обеспечила требуемую непрерывность судоходства (рис. 3.15).

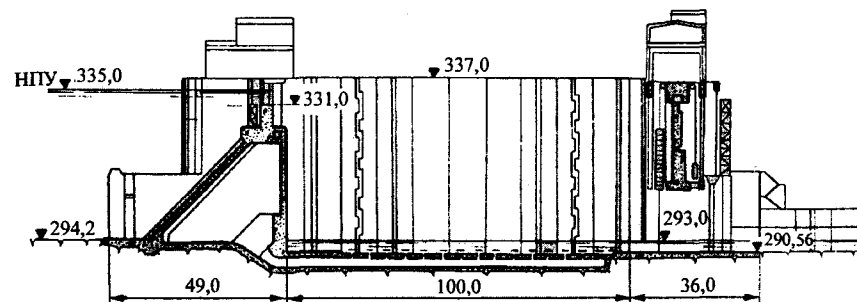


Рис. 3.15. Высоконапорный однокамерный шлюз Усть-Каменогорской ГЭС на р. Иртыше

При двухступенчатом шлюзе с каналом между ступенями последний временно соединяют с верхним бьефом в обход верхней ступени шлюза и шлюзуют суда через нижнюю ступень.

В некоторых случаях судоходство по реке временно прерывают и организуют перевалку грузов и раздельное судоходство в нижнем и верхнем бьефах ГЭС.

При строительстве Бухтарминской ГЭС на Иртыше Правительством было разрешено прервать судоходство в створе гидроузла на 3 года – время работ в котловане второй очереди и строительства четырех камерного шлюза. (рис. 2,7 и 3.16). На Красноярской ГЭС на Енисее судоходство прерывалось на более длительный период – до строительства судоподъемников.



Рис. 3.16. Бухтарминская ГЭС. Общий вид четырех камерного шлюза



### 3.4. Пропуск расходов в узких створах

В узких створах секционирование русла осуществить невозможно. Единственным решением для пропуска расходов в период строительства ГЭС в таких случаях является отвод реки в обход строящихся сооружений. В большинстве случаев он осуществляется по специальным обводным тоннелям, называемым строительными (рис. 3.17). При благоприятных топографических и гидрологических условиях для этого удается использовать лотки или трубы (рис. 3.18).



Рис. 3.17. Строительный тоннель Чиркейской ГЭС в период завершения работ у выходного портала



Рис. 3.18. Пропуск строительных расходов по железобетонной трубе на Кольмской ГЭС с каменно-земляной плотиной

Пропуск расходов по строительным тоннелям осуществляется по следующей схеме. На одном из берегов (иногда на обоих), на отметках около бытового уровня, под защитой скальных целиков сооружают один или несколько обводных тоннелей. Верховые порталы их оборудуют затворами. Затворы рассчитывают, как правило, на максимально допустимый напор воды. По окончании проходки тоннеля скальные целики разбирают, а русло реки перекрывают банкетом. Под его защитой сооружают верховую и низовую переемычки, перегораживая ими всю реку и образуя общий котлован для возведения русловых сооружений гидроузла. Расходы реки в течение всего времени работ в котловане проходят по обводному тоннелю. После возведения русловых сооружений тоннель закрывают. Под защитой затвора на верховом участке тоннеля бетонируют пробку. В нижний бьеф в этот период через водосбросы в теле плотины пропускается только «санитарный расход». Основная же часть расхода аккумулируется в водохранилище.

Схема с тоннелями, благодаря максимально широкому фронту работ и полной независимости последних от состояния реки, обеспечивает возможность возведения гидроузла в наиболее короткие, по сравнению с другими способами пропуска строительных расходов, сроки. Однако осуществление ее требует больших затрат, чем, например, секционирование русла. Поэтому ее можно считать целесообразной при расходах до 2-3 тыс. м<sup>3</sup>/с, а при использовании строительных тоннелей в качестве эксплуатационных водосбросов – при расходах до 8 тыс. м<sup>3</sup>/с. Для этого низовую часть строительного тоннеля соединяют наклонным тоннелем с выполненным на более высоких отметках водоприемником эксплуатационного водосброса, а низовой участок тоннеля бетонируют.

Для отвода реки в строительный период применяют тоннели двух видов: безнапорные – сечение их заполнено потоком воды не более чем на 85% и напорные, которые на всем своем протяжении заполнены водой и имеют свободный уровень ее на 1,5-2,0 м выше свода. При коротких тоннелях и относительно небольших расчетных расходах используют преимущественно тоннели безнапорного типа. При длинных тоннелях (более 1000 м) и при больших расходах применяют тоннели напорного типа.

Форму поперечного сечения тоннеля выбирают, руководствуясь коэффициентом крепости пород (приложение 4.5). В зависимости от инженерно-геологических условий встречается пять типов сечений тоннеля. Размеры элементов сечения их рекомендуется принимать по данным табл. 3.4 и рис. 3.19.

Для безнапорных тоннелей рекомендуются применять: в плотных и прочных скальных породах без горного давления сечение – типа I, в породах с небольшим вертикальным давлением ( $f_{кр} > 3$ ) при отсутствии бокового давления, – тип II; в породах с большим вертикальным и небольшим боковым горным

давлением ( $f_{кр} = 1,5-3,0$ ) – тип III; в породах с большим вертикальным и боковым давлением ( $f_{кр} < 1,5$ ); на тех же породах при наличии давления снизу – тип IV.

Сечение напорных тоннелей принимают, как правило, круглой формы (тип V). При некруглой форме в породах с горным давлением предпочтительнее сечение типа IV. Некруглую форму следует применять с тонкой обделкой в сочетании с укрепительной цементацией.

Таблица 3.4

Рекомендуемые размеры элементов типового сечения тоннеля

Тип тоннеля	$H/B$	$r_1/B$	$r_2/B$	$r_3/B$	$r_4/B$
Рекомендуемые размеры тоннеля при незначительных колебаниях уровня воды в нем					
I	1	1 : 2	0,1 - 0,15	-	-
II	1	0,5	0,1 - 0,15	-	-
III	1	0,25	0,2 - 0,25	1	-
IV	1	0,5	0,1 - 0,15	1 - 1,5	1 - 1,5
V	1	0,5	-	-	-
Рекомендуемые размеры тоннеля при значительных колебаниях уровня воды в нем					
I	1 - 1,5	1 : 2	0,1 - 0,15	-	-
II	1 - 1,5	0,5	0,1 - 0,15	-	-
III	1 - 1,5	0,25	0,2 - 0,25	1 - 2	-
IV	1 - 1,5	0,5	0,1 - 0,15	1,5 - 2	1 - 1,5
V	1	0,5	-	-	-

Безнапорные тоннели в крепких слаботрещинчатых породах могут выполняться без крепления стен и свода бетонной обделкой или шприц-бетоном (торкретом). Напорные тоннели в аналогичных условиях допускается оставлять без обделки при залегании их от поверхности на глубине не менее половины внутреннего напора воды.

При больших расходах воды (более 500 м<sup>3</sup>/с), а также в неблагоприятных инженерно-геологических условиях, нередко целесообразна проходка двух и более параллельных тоннелей. Кроме снижения горного давления на обделку вследствие уменьшения размеров выработки, проходка двух тоннелей вместо одного часто позволяет перекрыть русло реки при готовности лишь одного из тоннелей, а строительство второго заканчивать к очередному паводку.

Гидравлический расчет строительных тоннелей включает: выбор типа и сечения тоннеля, определение уклона и высотного положения тоннеля, назначение отметки гребня верховой перемычки, определение перепада бьефов при перекрытии русла.

#### 3.4.1. Гидравлический расчет безнапорного тоннеля

Расчет начинают с выбора трассы, длины и формы поперечного сечения тоннеля, руководствуясь коэффициентом крепости пород  $f_{кр}$ . При опре-

делении длины тоннеля учитывают, что над сводом верхового и низового участков его должен быть скальный массив, высотой не менее чем 1,5-2,0 ширины тоннеля (рис. 3.20).

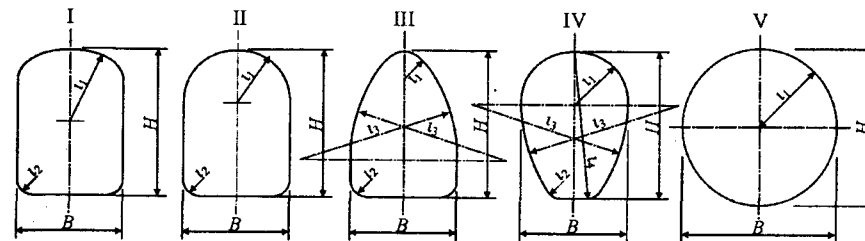


Рис. 3.19. Типовые сечения строительных тоннелей

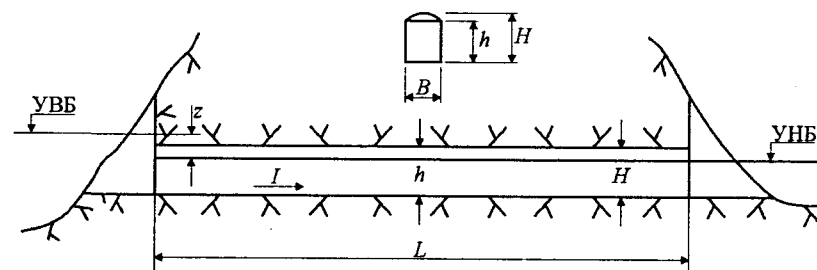


Рис. 3.20. Схема к расчету безнапорного тоннеля

Предварительное сечение тоннеля назначают на основании неразмывающей скорости потока для пород его трассы или материала обделки, принимаемых по табл. 3.5.

Таблица 3.5

Допустимые неразмывающие скорости потока для скальных пород и бетона

Породы и материалы	Неразмывающие средние скорости, м/с, при глубине, м		
	1,0	2,0	3,0 и более
Конгломерат, мергель, сланцы	2,5	3,0	3,5
Плотный конгломерат, известковый песчаник, доломитовый известняк	3,5	4,0	4,5
Доломитовый песчаник, плотный неслоистый известняк, кремнистый известняк, мрамор	5,0	6,0	6,5
Граниты, диабазы, базальты, андезиты, кварциты, порфириды	18,0	20,0	22,0
Бетон марок 100 и 200	12-16	13-19	15-20

Площадь живого сечения тоннеля определяют по формуле:

$$\omega = Q_p / V_{\text{макс}}, \quad (3.24)$$

где  $V_{\text{макс}}$  – принятая скорость течения потока в тоннеле.

Размеры сечения тоннеля назначают из условий:

$$h_n = (0,7 - 0,85)H \text{ и } H / b = 1,0 - 1,5,$$

где  $H$  – высота тоннеля,  $h_n$  – глубина воды в тоннеле.

Уклон тоннеля находят по формуле:

$$I = Q_p^2 / (\omega^2 C^2 R). \quad (3.25)$$

Определение высотного положения безнапорного тоннеля целесообразно начинать с назначения отметки порога низового портала:

$$\text{ПНП} = \text{УНБ} - h_{\text{п}}, \quad (3.26)$$

где УНБ соответствует расчетному строительному расходу.

Отметка порога верхового портала будет:

$$\text{ПВП} = \text{УНБ} - h_{\text{п}} + IL. \quad (3.27)$$

По соображениям уменьшения перепада бьефов при перекрытии русла отметка ПВП должна быть возможно низкой ( между дном реки и ее уровнем при бытовом расходе). Порог же низового портала нежелательно заглублять много ниже дна реки по условиям производства работ.

После определения всех параметров тоннеля проверяют его пропускную способность и находят отметку верхнего бьефа:

$$Q = \omega C \sqrt{RI}, \quad (3.28)$$

$$\text{УВБ} = \text{УНБ} + IL + Z, \quad (3.29)$$

$$Z = (1 + \xi_{\text{вх}}) V^2 / 2g, \quad (3.30)$$

где  $Z$  – перепад уровней воды в верхнем бьефе и тоннеле,  $V$  – скорость течения воды в тоннеле,  $\xi_{\text{вх}} = 0,2-0,5$  – коэффициент потерь на входе.

По отметкам верхнего и нижнего бьефов аналогично секционированию русла назначают отметки гребня верховой и низовой перемычек.

Полученные в результате расчета тоннель и перемычки, однако, нельзя считать оптимальными, т.е. обеспечивающими их минимальную суммарную стоимость. Для определения оптимального сечения тоннеля выполняют расчет нескольких вариантов его с разными по площади сечениями. По каждому варианту подсчитывают объемы работ по тоннелю, припортальным выемкам, порталам и перемычкам; определяют суммарные стоимости тоннеля и перемычек и строят график зависимости их от площади сечения тоннеля  $C = f(\omega)$  (рис. 3.21). По этому графику находят экономически наиболее выгодное (оптимальное) сечение тоннеля, для которого заново определяют все его параметры: размеры сечения, уклон, высотную привязку, пропускную способность и уровень верхнего бьефа.

Правильно выбранный тоннель должен обеспечивать возможность перекрытия русла реки при перепаде, не превышающем рекомендуемый практикой. Поэтому для оптимального тоннеля дополнительно определяют максимально допустимый перепад при перекрытии русла, считая, что тоннель при расчетном расходе перекрытия не затоплен и работает как водослив с широким порогом.

Напор на пороге его входного портала можно найти по формуле:

$$H = (Q_p / (m b \sqrt{2g}))^{2/3}. \quad (3.31)$$

Отметка верхнего бьефа определится из выражения:

$$\text{УВБ} = \text{ПВП} + H. \quad (3.32)$$

Максимальный перепад бьефов при перекрытии русла реки будет:

$$Z_{\text{макс}} = \text{УВБ} - \text{УНБ}. \quad (3.33)$$

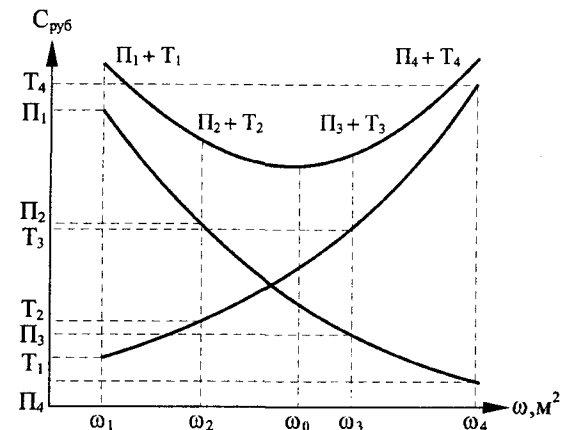


Рис. 3.21. График определения оптимального сечения тоннеля

Тоннель может быть признан удовлетворяющим требованиям при расхождении пропускной способности с расчетным расходом не более чем на 5% и перепаде бьефов при перекрытии меньше рекомендуемого.

### 3.4.2. Гидравлический расчет напорного тоннеля

Расчет напорного тоннеля (рис. 3.22) начинают как и при безнапорном с выбора трассы, формы, сечения и размеров тоннеля, характера его отделки и ее шероховатости.

Для выбранного тоннеля находят:  
среднюю скорость течения воды в тоннеле  $V = Q_p / \omega$ ;

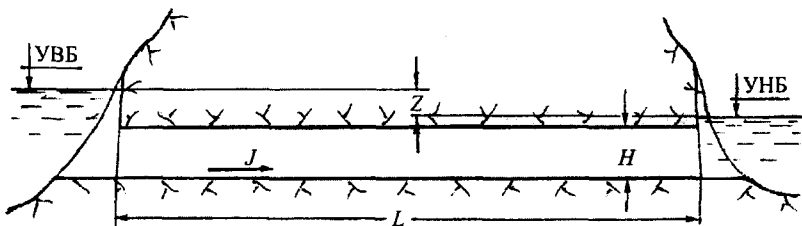


Рис. 3.22. Схема к расчету напорного тоннеля

$$\text{уклон тоннеля} \quad I = V^2 / (C^2 R); \quad (3.34)$$

напор, необходимый для создания расчетной скорости при входе в тоннель,

$$Z_2 = V^2 / (\varphi^2 2g); \quad (3.35)$$

$$\text{общий напор по тоннелю} \quad Z = Z_1 + Z_2 = I L + V^2 / (\varphi^2 2g); \quad (3.36)$$

$$\text{отметку верхнего бьефа} \quad \text{УВБ} = \text{УНБ} + Z; \quad (3.37)$$

$$\text{пропускную способность} \quad Q = \mu \omega \sqrt{2gZ}; \quad (3.38)$$

$$\text{коэффициент расхода системы} \quad \mu = \sqrt{1 / (\xi_{\text{вх}} + \xi_{\text{дл}} + \xi_{\text{вых}})},$$

где  $Z$  – разность отметок бьефов;  $\xi_{\text{вх}}$  – коэффициент сопротивления на входе, принимаемый равным 0,2;  $\xi_{\text{дл}} = \lambda L / 4R$  – коэффициент сопротивления по длине (при  $\lambda = 0,2$ ) и  $\xi_{\text{вых}} = [1 - (V_0/V)]^2$  – коэффициент сопротивления на выходе.

Тоннель может быть признан удовлетворяющим требованиям при расхождении пропускной способности с расчетным строительным расходом не более 5%.

Высотное положение тоннеля и его порталов назначают из условия перекрытия русла. Для облегчения отметку порога входного портала целесообразно принимать близкой к отметке дна реки. Отметка порога низового портала определится уклоном тоннеля

$$\text{ПНП} = \text{ПВП} - IL. \quad (3.39)$$

Для определения максимального перепада бьефов при перекрытии русла строят кривую пропускной способности тоннеля при работе его в незатопленном режиме, пользуясь формулой:

$$Q = m b \sqrt{2g} H^{3/2}. \quad (3.40)$$

По кривой пропускной способности тоннеля находят напор  $H$ , при котором может быть пропущен расчетный расход перекрытия  $Q_{\text{рп}}$ . Тогда максимальный перепад будет:

$$Z_{\text{макс}} = \text{УВБ} - \text{УНБ} = \text{ПВП} + H - \text{УНБ}. \quad (3.41)$$

Пропускная способность тоннеля при перекрытии русла считается рассчитанной верно, если принятое сечение и уклон достаточны для пропуска расчетного расхода при глубине воды, не вызывающей подтопления или затопления входного отверстия. Для этого необходимо, чтобы глубина потока внутри тоннеля не превышала 2/3 глубины перед входом. Проверочный расчет выполняют по следующей схеме:

принимают соответствующую расходу перекрытия глубину перед входом в тоннель  $H$  и определяют глубину воды в тоннеле  $h \leq 2/3 H$ ;

для глубины  $h$  находят живое сечение потока, смоченный периметр, гидравлический радиус и коэффициент Шези, а по ним – скорость потока в тоннеле

$$V = C \sqrt{RI}; \quad (3.42)$$

определяют расход тоннеля в безнапорном режиме

$$Q = \omega_{\text{потока}} V. \quad (3.43)$$

Если  $Q \geq Q_{\text{рп}}$ , то тоннель удовлетворяет необходимым требованиям при условии, что нижний бьеф реки не оказывает подпора. При наличии такого подпора работу тоннеля следует считать по формулам неравномерного движения [47].

Назначение отметок гребня перемычек и выбор экономически оптимальных размеров тоннеля и перемычек производится аналогично безнапорным тоннелям.

**Расчет безнапорного тоннеля** рассмотрим на основе данных строительства Бухтарминской ГЭС с напором 68 м на р. Иртыше (см. рис. 2.7). Гидроузел находится в 80 км выше эксплуатируемой Усть-Каменогорской ГЭС и включает: приплотинную ГЭС на 7 агрегатов, бетонные станционную, водосливную (3 пролета по 18 м) и глухие плотины общей длиной по гребню около 400 м и четырехкамерный шлюз. Река отводится на период строительства тоннелем длиной 600 м, располагаемом на левом берегу в прочных скальных породах габбро. Русло реки имеет ширину по урезу воды 210 м и покрыто слоем гравийно-песчаных отложений толщиной до 5 м с отметками дна у левого берега 128 и у правого – 132 м.

Расходы половодья приняты обеспеченностью 3% – 3720 м<sup>3</sup>/с и 5% – 3120 м<sup>3</sup>/с. Паводки проходят в мае-июне и сентябре. Расходы межени устанавливаются: летом – в июле, зимой – в ноябре. Русло реки перекрывается в конце октября при 10%-ном расчетном расходе 696 м<sup>3</sup>/с. Зависимость между расходами реки и уровнями в створе сооружений  $Q = f(H)$  принята с учетом подпора ниже расположенной ГЭС и приведена в табл. 3.6.

Таблица 3.6

Расход, м <sup>3</sup> /с	400	600	800	1000	1500	2000	3000	4000
Уровень, м	135,1	135,22	135,36	135,48	135,70	136,02	136,66	137,40

Временные сооружения рассматриваемого гидроузла из-за наличия ниже его действующей ГЭС и необходимости строительства при пропуске расходов по тоннелю высокой верховой перемычки относим к 3 классу, а расчетный расход при предполагаемой продолжительности работ в котловане более 2 лет принимаем обеспеченностью 3%.

Для пропуска расходов принимаем один тоннель, работающий в безнапорном режиме. Форму его при крепости пород по Протодьяконову  $f_{кр} = 20$  целесообразно принять прямоугольной по типу 1 рис. 3.18 и табл. 3.4.

Площадь живого сечения тоннеля при допустимой для габбро неразмывающей скорости 20 м/с будет:

$$\omega = Q_p / V_{\max} = 3720 / 20 = 186 \text{ м}^2.$$

Размеры тоннеля при условии заполнения его водой на 0,85H принимаем:  $b = 12 \text{ м}$ ,  $H = 18,2 \text{ м}$ .

Уклон тоннеля  $I = Q^2 / (\omega^2 C^2 R) = 3720^2 / (186^2 \times 101^2 \times 4,32) = 0,009$ , где коэффициент Шези при шероховатости бетонной обделки  $n = 0,012$  будет  $C = 101$ .

Высотное положение тоннеля устанавливаем, начиная с отметки порога низового портала. По условиям подтопления он не может быть ниже

$$\text{ПНП} = \text{УНБ} - h_b = 137,2 - 0,85 \times 18,2 = 121,73 \text{ м},$$

где УНБ = 137,2 – отметка воды в нижнем бьефе при расчетном строительном расходе  $Q_p = 3720 \text{ м}^3/\text{с}$ .

По соображениям производства работ (возможно меньшего заглубления порога ниже дна реки) ПНП принимаем на отметке 124,6 м.

Отметка порога верхового портала будет:

$$\text{ПВП} = \text{ПНП} + IL = 124,6 + 0,009 \times 600 = 130 \text{ м}.$$

Пропускная способность тоннеля составит:

$$Q = \omega C (RI)^{1/2} = 186 \times 101 \times (4,32 \times 0,009)^{1/2} = 3663 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Это лишь на 1,5% меньше расчетного расхода, что допустимо.

Уровень воды в верхнем бьефе при пропуске расчетного расхода будет:

$$\text{УВБ} = \text{УНБ} + IL + Z = 137,2 + 0,009 \times 600 + 24,5 = 167,1 \text{ м},$$

где перепад  $Z$  у входного портала находим из выражения:

$$Z = (1 + \xi_{вх}) V^2 / 2g = (1 + 0,2) \times 20^2 / 2 \times 9,81 \approx 24,5 \text{ м}.$$

Зная уровни верхнего и нижнего бьефов, назначаем отметки гребня перемычек.

Рассчитанный тоннель не будет, однако, экономически оптимальным. Для определения оптимального сечения его обычно выполняют технико-экономический расчет, который включает: гидравлический расчет нескольких (не менее четырех) вариантов тоннеля и перемычек; определение по каждому варианту объемов работ и стоимостей тоннеля (с подходными каналами и порталами) и перемычек; построение графика зависимости суммарной стоимости тоннеля и перемычек от площади сечения тоннеля (см. рис. 3.20); определение по графику наивыгоднейшего сечения тоннеля, которое находится в месте перегиба кривой; определение для оптимального тоннеля всех необходимых параметров (размеров сечения, уклона, высотной привязки, пропускной способности и высоты перемычек).

Оптимальный тоннель проверяем на допустимость перепада на банкете при перекрытии русла реки, считая, что при расходах перекрытия тоннель не затоплен и работает как водослив с широким порогом. Если рассчитанный тоннель принять за оптимальный, то будем иметь:

напор на пороге верхового портала

$$H = \{Q_{\text{рп}} / [mb (2g)^{1/2}]\}^{2/3} = \{696 / [0,35 \times 12 (2 \times 9,81)^{1/2}]\}^{2/3} = 11,2 \text{ м},$$

отметка верхнего бьефа

$$\text{УВБ} = \text{ПВП} + H = 130 + 11,2 = 141,2 \text{ м},$$

максимальный перепад при перекрытии

$$Z_{\max} = \text{УВБ} - \text{УНБ} = 141,2 - 135,2 = 6,0 \text{ м}, \text{ что допустимо.}$$

Однако пропускная способность тоннеля при перекрытии реки может считаться рассчитанной верно лишь при условии, что сечение тоннеля и его уклон достаточны для пропуска расчетного расхода  $Q_p$  при глубине, не вызывающей подтопления или затопления входного отверстия. Для этого пропускную способность тоннеля проверяем по формуле равномерного безнапорного движения потока  $Q = V\omega$ . При этом считаем, что водослив на входе в тоннель будет гарантированно не затоплен при установившейся глубине потока внутри его не более 2/3 напора перед входом. В нашем случае напор перед входом составляет 11,2 м. При нем глубина воды в тоннеле должна быть не более 7,47 м.

Пропускная способность его при такой глубине будет:

$$\begin{aligned}\omega &= bh = 12 \times 7,47 = 89,64 \text{ м}^2, \\ P &= b + 2h = 12 + 2 \times 7,47 = 26,94 \text{ м}, \\ R &= \omega/P = 89,64/26,94 = 3,33 \text{ м}, \quad C = 97,5, \\ V &= C(RI)^{1/2} = 97,5(33,3 \times 0,0093)^{1/2} = 14,76 \text{ м/с}, \\ Q &= \omega V = 89,64 \times 14,76 = 1323 \text{ м}^3/\text{с} < 696 \text{ м}^3/\text{с}.\end{aligned}$$

Таким образом, при расчетном расходе перекрытия глубина воды в тоннеле будет значительно ниже допустимой и обеспечит вход потока в него по схеме незатопленного водослива.

Расчет напорного тоннеля рассмотрим для того же тоннеля, но работающего в напорном режиме.

$$\begin{aligned}\text{Площадь живого сечения тоннеля} & \quad \omega = 12 \times 15,5 = 186 \text{ м}^2. \\ \text{Средняя скорость в тоннеле} & \quad V = Q_p / \omega = 3720/186 = 20 \text{ м/с}. \\ \text{Смоченный периметр} & \quad P = 2(12 + 15,5) = 55 \text{ м}. \\ \text{Гидравлический радиус} & \quad R = 186/55 = 3,38 \text{ м}. \\ \text{Коэффициент Шези при } n = 0,012 & \quad C = 97,7. \\ \text{Уклон тоннеля} & \quad I = V^2/(C^2 R) = 20^2/(97,7^2 \times 3,38) = 0,012.\end{aligned}$$

Необходимую для пропуска расчетного расхода разность отметок верхнего и нижнего бьефов  $Z$  определяем из формулы пропускной способности тоннеля  $Q = \mu \omega (2gZ)^{1/2}$ ,

$$Z = Q_p^2 / (\mu^2 \omega^2 2g) = 3720^2 / (0,736^2 \times 186^2 \times 2 \times 9,81) = 37,6 \text{ м},$$

$$\begin{aligned}\text{где } \mu &= [1 / (\xi_{\text{вх}} + \xi_{\text{дл}} + \xi_{\text{вых}})]^{1/2} = [1 / (0,2 + 0,89 + 0,77)]^{1/2} = 0,736, \\ \xi_{\text{вх}} &= 0,2, \\ \xi_{\text{дл}} &= \lambda L / 4R = 0,02 \times 600 / (4 \times 3,38) = 0,89, \\ \xi_{\text{вых}} &= (1 - V_0/V)^2 = [1 - 3720 / (210 \times 7,2 \times 20)]^2 = 0,77.\end{aligned}$$

$$\text{Уровень верхнего бьефа будет} \quad \text{УВБ} = \text{УНБ} + Z = 137,2 + 37,6 = 174,8 \text{ м}.$$

Зная уровни бьефов, по приведенной выше методике можно определить отметки гребня перемычек и выбрать оптимальный вариант тоннеля.

Высотное положение тоннеля выбираем из условия обеспечения работы тоннеля в напорном режиме и возможности перекрытия русла реки. В рассматриваемом случае для создания напорного режима требуется некоторое заглубление тоннеля по сравнению с безнапорным. Расчет целесообразно начать с низового портала, приняв за исходную отметку уровень реки при прохождении расчетного расход:

$$\begin{aligned}\text{ПНП} &= \text{УНБ} - H_r = 137,2 - 15,5 = 121,7 \text{ м}, \\ \text{ПВП} &= \text{ПНП} + IL = 121,7 + 0,012 \times 600 = 128,9 \text{ м}.\end{aligned}$$

Проверку тоннеля на соответствие условиям перекрытия выполняем по ранее изложенной методике, с той разницей, что уровень воды в реке как правило подпират уровень воды в тоннеле и расчет ведем по формулам неравномерного движения. Напор на пороге верхнего портала

$$H = \{Q_p / [mb(2g)^{1/2}]\}^{2/3} = \{696 / [0,35 \times 12 \times (2 \times 9,81)^{1/2}]\}^{2/3} = 11,2 \text{ м}.$$

$$\text{Отметка ВБ при перекрытии} \quad \text{УВБ} = \text{ПВП} + H = 128,9 + 11,2 = 140,1 \text{ м}.$$

$$\text{Максимальный перепад на банкете} \quad Z_{\text{макс}} = \text{УВБ} - \text{УНБ} = 140,1 - 135,2 = 4,9 \text{ м}.$$

Напор перед входом в тоннель и глубина воды в тоннеле аналогичны безнапорному тоннелю такого же сечения и соответственно равны 11,2 и 7,47 м.

Пропускная способность тоннеля

$$\begin{aligned}\omega &= 12 \times 7,47 = 89,64 \text{ м}^2; \\ P &= 12 + 2 \times 7,47 = 26,94 \text{ м}; \\ R &= 89,64 / 26,94 = 3,33 \text{ м}, \quad C = 97,5; \\ V &= 97,5(3,33 \times 0,012)^{1/2} = 19,5 \text{ м/с}; \\ Q &= 19,5 \times 89,64 = 1748 \text{ м}^3/\text{с} > 696 \text{ м}^3/\text{с}.\end{aligned}$$

Но в данном случае уровень воды в реке с НБ будет существенно подпирать уровень воды в тоннеле. Поэтому дальнейшую проверку пропускной способности тоннеля следует вести или по формулам неравномерного движения, или по упрощенной методике, изложенной в [47].

Для этого делим тоннель по длине на 6 участков и для каждого из них производим расчет гидравлических элементов потока по формулам равномерного движения.

Участок 1 – выходное сечение тоннеля:  $h_1 = \text{УНБ} - \text{ПНП} = 135,2 - 121,7 = 13,5 \text{ м}$ ;

$$\begin{aligned}\omega_1 &= b \times h_1 = 12 \times 13,5 = 162 \text{ м}^2; \\ P_1 &= b + 2h_1 = 12 + 2 \times 13,5 = 39,0 \text{ м}; \\ R_1 &= \omega_1 / P_1 = 162 / 39 = 4,15 \text{ м}, \quad C_1 = 100,3; \\ V_1 &= Q / \omega_1 = 696 / 162 = 4,3 \text{ м/с}; \\ I_1 &= V^2 / (C_1^2 + R_1) = 4,3^2 / (100,3^2 \times 4,15) = 0,00045; \\ h_{\text{пот1}} &= I_1 \times L_1 = 100 \times 0,00045 = 0,045 \text{ м}; \\ \text{УВ}_1 &= \text{УНБ} - h_{\text{пот1}} = 135,2 + 0,045 = 135,25 \text{ м}.\end{aligned}$$

Участок 2:  $h_2 = \text{УВ}_1 - (\text{УНБ} + I_1 \times L_1) = 135,25 - (121,7 + 100 \times 0,012) = 12,35 \text{ м}$ ;

$$\begin{aligned}\omega_2 &= 12 \times 12,35 = 148,2 \text{ м}^2; \\ P_2 &= 12 + 2 \times 12,35 = 36,7 \text{ м}; \\ R_2 &= 148,2 / 36,7 = 4,04 \text{ м}; \quad C_2 = 99,8; \\ V_2 &= 696 / 148,2 = 4,7 \text{ м/с}; \\ I_2 &= 4,7^2 / (99,8^2 \times 4,04) = 0,00055; \\ h_{\text{пот2}} &= 100 \times 0,00055 = 0,055 \text{ м}; \\ \text{УВ}_2 &= \text{УВ}_1 + h_{\text{пот2}} = 135,25 + 0,055 = 135,3 \text{ м}.\end{aligned}$$

Расчеты для остальных сечений тоннеля ведем в том же порядке, а результаты их сводим в таблицу 3.7.

Полученная глубина водотока в начале тоннеля (6,85) м меньше 2/3 напора перед входом в него (7,47 м). Следовательно подтопление тоннеля с нижнего бьефа не окажет влияния на работу водослива.

Таблица 3.7

Сечение	<i>B</i> , м	<i>h</i> , м	$\omega$ , м <sup>2</sup>	<i>V</i> <sub>ср.</sub> , м/с	<i>P</i> , м	<i>R</i> , м	<i>C</i>	<i>I</i>	<i>h</i> <sub>пот</sub>
1	135,2	13,5	162	4,3	39,0	4,15	100,3	0,00045	0,045
2	135,25	12,35	148,2	4,7	36,7	4,04	99,8	0,00055	0,055
3	135,3	11,2	134,4	5,18	34,4	3,9	99,5	0,0007	0,07
4	35,37	10,07	120,84	5,76	32,14	3,76	99,0	0,0009	0,09
5	135,46	8,96	107,52	6,47	29,92	3,59	98,4	0,0012	0,12
6	135,58	7,88	94,56	7,36	27,76	3,4	97,7	0,0017	0,17
7	135,75	6,85							

Сравнение напорного и безнапорного тоннелей с одинаковым живым сечением показывает, что:

сечение напорного тоннеля на 15% меньше безнапорного, а верховая перемычка на 25% выше;

максимальный перепад при перекрытии русла при напорном тоннеле меньше на 25%;

низовой портал безнапорного тоннеля заглубляется существенно ниже дна реки по сравнению с напорным тоннелем.

### 3.5. Пропуск строительных расходов комбинированным способом

Пропуск расходов комбинированным способом основан на характерной для большинства рек неравномерности стока в течение года: кратковременного высокого половодья и продолжительной маловодной межени.

Применением этого способа можно решать две задачи: во-первых, существенного уменьшения размеров, объемов работ и стоимости временных сооружений для пропуска расходов (тоннелей и перемычек), во-вторых, сокращения продолжительности строительства гидроузла. Первая задача актуальна для гидроузлов с высокими каменно-земляными, каменнонабросными плотинами и плотинами из укатанного бетона, сооружаемых на многоводных реках с большими расходами половодий. Вторая – для гидроузлов с бетонными плотинами, сооружаемых методом секционирования русла, особенно при строительстве их в недостаточно широких для этого способа пропуска расходов створах и при больших расходах половодья.

#### 3.5.1. Комбинированный пропуск расходов при грунтовых плотинах

Пропуск строительных расходов при сооружении гидроузлов с высокими грунтовыми плотинами осуществляется, как правило, с отводом речного потока в обход строящихся сооружений строительными тоннелями, донными трубами или траншеями-проранами. Стоимость временных сооружений для пропуска расходов при этом нередко приближается к стоимости плотин. На Колымской ГЭС, например, затраты на пропуск расходов по железобетонной трубе (см. рис. 3.17) составили около 73% стоимости самой плотины.

При расходах до 8-10 тыс. м<sup>3</sup>/с иногда удается обеспечить экономическую целесообразность пропуска расходов строительными тоннелями путем использования последних в качестве эксплуатационных водосбросов. Однако, при возведении ГЭС с высокими грунтовыми плотинами строительные расходы часто значительно превышают указанные величины: на Вилюйской ГЭС они достигали 12300, на ГЭС Тарбела на р.Инд – 21500, на ГЭС Акосото на р.Вольта – 34000 и на Туруханской ГЭС на Нижней Тунгуске – более 60000 м<sup>3</sup>/с.

В таких случаях практически единственным целесообразным способом пропуска строительных расходов является комбинированный. Он предусматривает пропуск расходов межени по относительно небольшому строительному тоннелю, а паводков – по руслу реки через недостроенную плотину; производство работ – в межень на всех сооружениях, а во время паводков – только на свободных от переливающегося через плотину речного потока. Тоннель при этом рассчитывают не на расход паводка, а на близкий к максимальному расход межени. Гребень и откосы недостроенной грунтовой плотины укрепляют от размыва потоком.

Конструкцию крепления гребня и быстротока грунтовой плотины на участке пропуска потока через нее выбирают, исходя из удельного расхода на водосливе, его уклона и имеющихся материалов. Наиболее широкое применение для этих целей получили крепление крупным ( $D = 1,0-2,0$  м) камнем, габионами, монолитным железобетоном и армирование каменной наброски металлическими сетками (рис. 3.23).

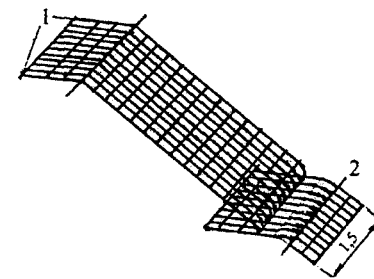


Рис. 3.23. Арматурные сетки для крепления откосов каменно-земляных плотин:

1 – стержни диаметром 19 мм;

2 – то же, диаметром 29 мм

По данным практики при креплении камнем водослива с уклоном  $i = 0,2-0,3$  допускается пропуск потока с удельными расходами  $q = 6-10$  м<sup>2</sup>/с. При креплении габионами или металлическими сетками низового откоса плотины с уклоном 1:1,3-1:1,5 удельные расходы могут достигать  $q = 10-12$  м<sup>2</sup>/с.

Подобным образом построены, например, плотины Брайдль Драйфт и Ксонкса в ЮАР, Орд и Сетана в Австралии, 37-метровая водосливная перемычка плотины Кабора Басса в Мозамбике. В отечественном гидростроительстве крепление водосливных грунтовых плотин-перемычек крупным камнем с успехом использовалось на Усть-Хантайской ГЭС, а монолитными железобетонными плитами – на Токтогульской и Нурекской ГЭС [47; 0.19].

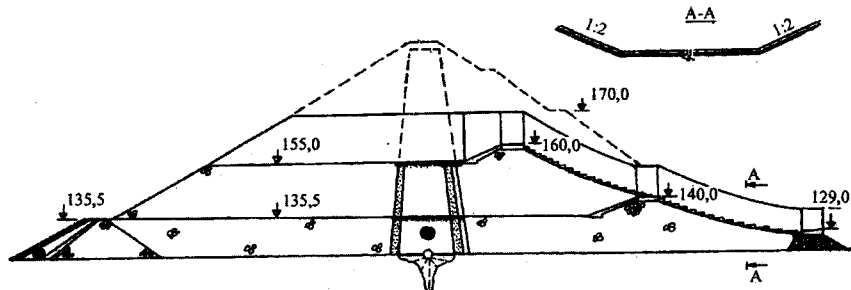


Рис. 3.24. Вариант конструкции водосброса грунтовой плотины Курейской ГЭС с креплением сборными железобетонными плитами типа «чешуи»

Большую перспективу, по мнению авторов, имеет разработанное в МИСИ им. В.В. Куйбышева крепление водосливов грунтовых плотин тонкими клиновидными железобетонными плитами. По результатам исследований ее авторов такое крепление при уклонах  $i = 0,2-0,33$  допускает пропуск удельных расходов до  $q = 50-60 \text{ м}^2/\text{с}$  [0.19; 115.3]. Многолетняя эксплуатация построенной Колымагэсстроем на реке Амманнчан небольшой водосливной плотины такого типа наглядно свидетельствует о целесообразности использования подобных водосливов (рис. 3.24 и 3.25).

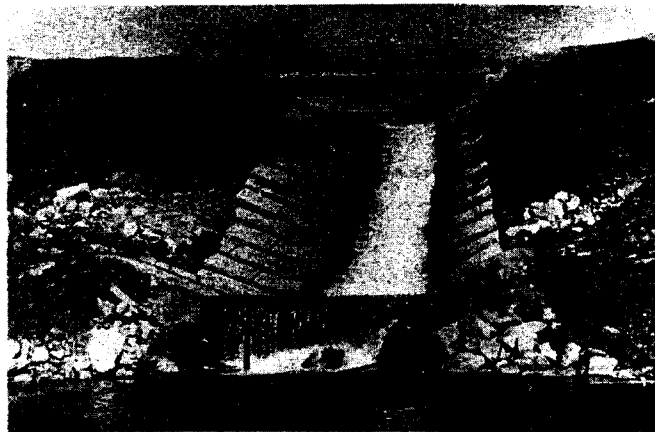


Рис. 3.25. Крепление откоса грунтовой водосливной плотины Амманнчаной сборными железобетонными плитами типа «чешуи»

Применением комплекса водосбросных сооружений в составе берегового водосброса и водослива через гребень грунтовой плотины с креплением указанной конструкции можно достичь значительного снижения затрат как на строительные, так и эксплуатационные водосбросы. Надежность грунтовых водосливных плотин в этих случаях может быть повышена использова-

нием береговых водосбросов для пропуска паводков частой повторяемости и включением в работу водосливов грунтовых плотин лишь для сброса катастрофически высоких расходов (не чаще одного раза в 50-100 лет).

Комбинированный пропуск строительных расходов особенно целесообразен при сооружении гидроузлов на реках Крайнего Севера, где сток рек крайне неравномерен в течение года. Паводки их непродолжительны, но достигают многих тысяч кубометров в секунду. Межень же продолжительна и маловодна (особенно зимой). При достаточно широком створе и продолжительности половодья до 3-4 месяцев на таких реках представляется возможным принять в качестве типового решения пропуск расходов межени через небольшой строительный тоннель, а паводков – через гребень плотины (с соответствующим креплением его) и уположением ее низового откоса в пределах общих габаритов плотины.

Гидравлический расчет комбинированной схемы пропуска расходов выполняется по известным формулам гидравлики и изложенной выше методике расчета тоннелей с построением для каждого водопропускного тракта своей кривой пропуска расходов в зависимости от уровня верхнего бьефа и дополнительно – суммарной кривой для всех водопропускных сооружений.

### 3.5.2. Комбинированный пропуск расходов при бетонных плотинах

На гидроузлах с бетонными плотинами, допускающими возведение их методом секционирования русла, комбинированный способ пропуска расходов позволяет при небольших дополнительных затратах избежать очередности строительства сооружений, вести работы сразу по всему фронту и существенно (на время выполнения работ в котловане первой очереди) сократить общую продолжительность строительства гидроузла. Становится возможным строить секционированием русла гидроузлы в створах, неостаточно широких для применения этого способа пропуска расходов.

Комбинированный пропуск строительных расходов при строительстве ГЭС с бетонными плотинами может осуществляться по двум схемам: по схеме с обводным строительным тоннелем (рис. 3.26) и по схеме с донным отверстием в раздельном устое (рис. 3.27).

Схема пропуска расходов с обводным строительным тоннелем предусматривает одновременное строительство всех русловых сооружений гидроузла с выполнением работ в следующем порядке:

- проходка небольшого (на расход межени) строительного тоннеля;
- перекрытие русла и сооружение в течение межени двух котлованов: незатопляемого для станционной плотины и здания ГЭС с высокими поперечными перемычками и раздельным устоем в качестве продольной и ежегод-



но затопляемого паводками котлована водосливной плотины с низкими неразмываемыми перемычками;

круглогодичное производство всех работ в котловане ГЭС и сезонное (только в межень) – в котловане менее трудоемкой водосливной плотины;

пропуск расходов межени через небольшой строительный тоннель, а паводков – дополнительно через затопленный котлован с переливом потока через низкие перемычки и недостроенную водосливную плотину, которая может бетонироваться одним из трех способов: с донными отверстиями, гребенкой или равномерно по высоте.

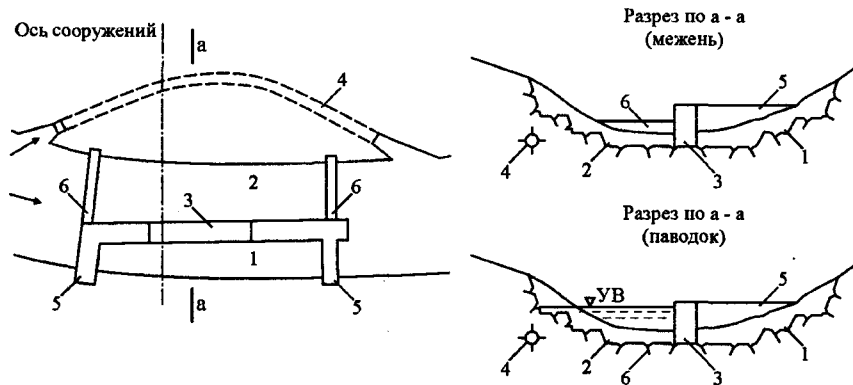


Рис. 3.26. Схема пропуска расходов комбинированным способом с тоннелем:

1 – незатопляемый котлован ГЭС, 2 – затопляемый паводками котлован водосливной плотины, 3 – бетонный устой, 4 – строительный тоннель на расход межени, 5 – незатопляемые перемычки, 6 – затопляемые перемычки

Комбинированный пропуск расходов «способом с донным отверстием в раздельном устье» (см. рис. 3.27), сохраняя очередность производства работ в русле, меняет порядок возведения сооружений. Строительство гидроузла в этом случае начинают с наиболее трудоемких сооружений (станционной плотины и здания ГЭС). Работы при этом выполняют в следующей последовательности:

в русле реки выгораживают незатопляемыми перемычками котлован для возведения станционной плотины, здания ГЭС и раздельного устья;

котловане форсированно бетоннируют раздельный устой с донным отверстием, рассчитанным на пропуск максимального расхода межени;

после возведения раздельного устья с отверстием в нем и примыкающих к нему верхового и низового участков продольной перемычки продольную перемычку разбирают, русло реки перекрывают каменным банкетом и под его защитой сооружают низкие, периодически затопляемые, перемычки

котлована водосливной плотины (поток реки все это время течет через донное отверстие в устье);

дальнейшее строительство осуществляется по предыдущей схеме: в межень работы ведут по всему фронту гидроузла с пропуском расходов по донному отверстию в устье, а во время паводков – только в незатопляемом котловане станционной плотины и ГЭС, с пропуском речного потока дополнительно через недостроенную водосливную плотину; отставание при этом относительно простой и малотрудоемкой водосливной плотины преодолевается ко времени завершения значительно более трудоемких работ на станционной плотине и здании ГЭС.

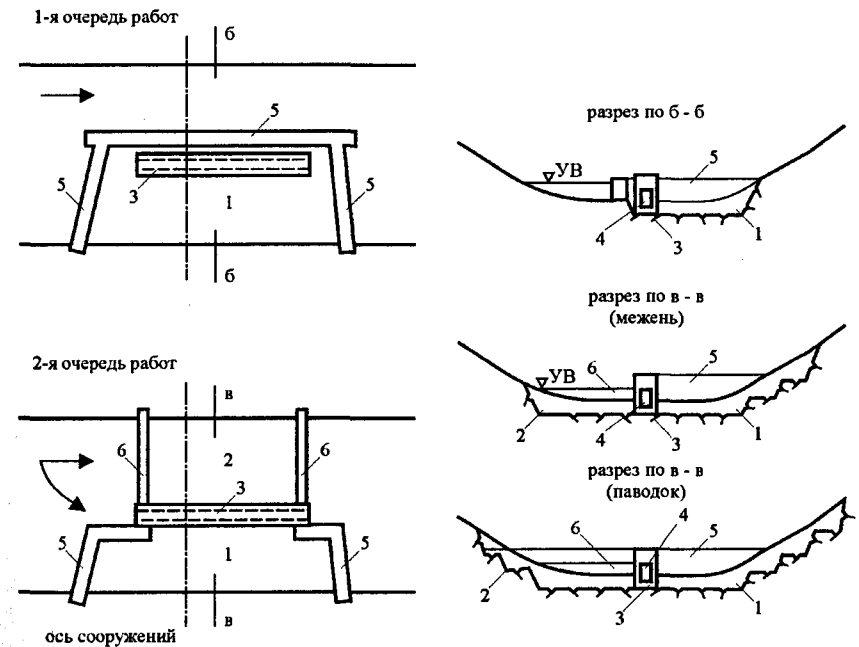


Рис. 3.27. Схема пропуска расходов комбинированным способом с донным отверстием в устье:

1 – незатопляемый котлован, 2 – затопляемый паводками котлован водосливной плотины, 3 – раздельный устой, 4 – донное отверстие на расход межени, 5 – незатопляемые перемычки котлована ГЭС, 6 – затопляемые перемычки котлована водосливной плотины

Близкий по идее к изложенной схеме комбинированный способ пропуска строительных расходов был принят при строительстве Бурейской ГЭС на Буре – реке с частыми (6-7-мью) летними дождевыми паводками с подъемом воды на 6-10 м.

Расположенная в широком каньоне с относительно пологими бортами эта ГЭС включает бетонную гравитационную плотину длиной по гребню более 600 м и вы-

сотой около 140 м, состоящую из четырех участков: глухих левобережного и правобережного, станционного и водосливного, и здание ГЭС на семь агрегатов общей мощностью 2000 МВт с выработкой 7,16 млрд кВт-ч электроэнергии. Строительство гидроузла планировалось осуществить в конце 80-90 годов прошлого века поэтапно с широким использованием принципа секционирования русла.

На первом этапе – путем секционирования русла у правого берега был создан затопляемый котлован 1-ой очереди для возведения здания ГЭС, станционной плотины и отдельного устоя, в котором предусматривалось устройство донного отверстия размером 5 x 4 м для пропуска расхода зимней межени  $Q = 100 \text{ м}^3/\text{с}$ .

На втором этапе – по готовности устоя с донным отверстием – этот котлован был затоплен, а его продольная перемычка разобрана. На месте ликвидированного котлована после паводка 1989 г. высокими незатопляемыми перемычками был выгорожен новый котлован станционной плотины и ГЭС. Роль продольной перемычки в нем выполнял отдельный устой с донным отверстием. Причем водоприемник донного отверстия располагался за пределами верхней грунтовой перемычки.

Одновременно низкими (затопляемыми в паводок) перемычками за отдельным устоем был выгорожен новый котлован водосливной плотины со своей продольной, параллельной левому берегу, перемычкой. В этом котловане с конца первого года по апрель второго года строительства, одновременно с работами в незатопляемом котловане ГЭС, планировалось уложить бетон водосливной плотины до отм. 147 м.

Между котлованом водосливной плотины и левым берегом был оставлен проран, а на левом берегу дополнительно выполнена канал-прорезь. По ним предусматривалось пропускать в обход сооружений расходы до  $5000 \text{ м}^3/\text{с}$ . Расчетный строительный расход 5%-ной обеспеченности  $Q = 12600 \text{ м}^3/\text{с}$  пропускался дополнительно через недостроенную плотину.

На третьем этапе – с мая по сентябрь второго года основных работ – весенний паводок  $Q = 12600 \text{ м}^3/\text{с}$  проходил через стесненное русло и недостроенную водосливную плотину с отм. 147 м, а осенний  $Q = 5500 \text{ м}^3/\text{с}$  – при той же отметке – через стесненное русло и донное отверстие в устье. Работы велись в половодье только в котловане ГЭС, а позже и на водосливной плотине.

На четвертом этапе – с октября второго года по апрель третьего года – расходы до  $800 \text{ м}^3/\text{с}$  пропускались через левобережный проран и донное отверстие в устье, а работы производились по всему фронту, кроме левобережной глухой плотины. На четырех секциях водосливной плотины при этом бетонирование ограничивалось отм. 158 м.

На пятом этапе – в мае-ноябре третьего года – расходы до  $12600 \text{ м}^3/\text{с}$  пропускались при отм. 157 м через стесненное русло и три временных поверхностных водосброса водосливной плотины с порогом на отм. 147 м, а работы выполнялись только в котловане ГЭС (левобережные плотины не бетонировались).

На шестом этапе – с декабря третьего года по апрель четвертого года работ – зимний расход межени  $Q = 100 \text{ м}^3/\text{с}$  полностью проходил через донное отверстие отдельного устоя. Работы производились на всем фронте сооружений. Причем на левобережной глухой плотине три секции бетонировались до отм. 145 м, а остальные – до отм. 168 м. На водосливной плотине были выполнены 6 донных отверстий 5,5 x 6,0 м с порогом на отм. 139 м и снова отсыпаны размывы паводками низководные перемычки.

На седьмом этапе – с мая по ноябрь четвертого года работ – дождевые паводки пропускались через 6 донных отверстий водосливной плотины при отм. 168 м, а половодье – дополнительно с переливом через гребень левобережной глухой плотины с отм. 145 м. Работы велись на станционной плотине (до отм. 175 м), на водосливной плотине (до отм. 169 м) и на левобережной глухой плотине (до отм. 169 м).

На восьмом этапе – с декабря четвертого года работ по апрель пятого года – расходы зимней межени полностью проходили через донные отверстия водосливной плотины, а работы производились по всему фронту сооружений.

На девятом этапе – с мая по август пятого года работ – расчетный расход  $12600 \text{ м}^3/\text{с}$  намечалось пропускать через 6 донных отверстий водосливной плотины и дополнительно через два отверстия 7 x 14 м на отм. 172 левобережной глухой плотины при бетонировании всех сооружений до отм. 203,5 м.

На десятом этапе – в паводок шестого года работ – пропуск расходов должен был осуществляться при отметке сооружений 222 м и верхнего бьефа 221 м через 6 донных отверстий 5,5 x 6 м водосливной плотины, два отверстия 7 x 7 м в станционной плотине и агрегаты ГЭС.

Приведенные проектные календарные даты этапов из-за нарушения запланированных сроков строительства ГЭС не совпадали по годам с фактическим ходом работ, но принципиально соответствовали гидрологическому режиму реки.

При комбинированном пропуске расходов становится возможным возведение водосливной плотины без устройства трудоемких гребенки или донных отверстий. Бетонирование ее в этом случае можно вести равномерно по фронту в период межени (ежегодно, по мере возведения плотины в незатопляемом котловане ГЭС, или в последний год перед наполнением водохранилища). При этом создаются благоприятные условия для использования экономичных малоцементных бетонов, уплотняемых укаткой.

Расчет пропуска расходов при этом выполняют в следующем порядке.

*Назначают* в соответствии со СНиП 2.06.01-86 *расчетный строительный расход*  $Q_p$  и, с учетом местных условий, *расчетный расход межени*  $Q_{pm}$ . При выборе расчетного расхода межени особое внимание обращают на частоту и многоводность летних и осенних дождевых паводков, обеспечивая максимально возможную продолжительность производства работ на всем фронте гидроузла и минимальный перерыв их для пропуска паводка через водосливную плотину.

*Определяют параметры строительного тоннеля* (его длину, сечение, размеры и уклон, высотное положение, пропускную способность, перепад  $Z$  у верхнего портала) и отметки гребня затопляемых перемычек, проверяют тоннель на возможность перекрытия русла. Все расчеты ведут по схеме безнапорного тоннеля.

*Строят кривые зависимости пропускаемых расходов от уровня верхнего бьефа:*

для строительного тоннеля  $Q_T = f(\text{УВБ})$ ;

для недостроенной плотины  $Q_{\text{вп}} = f(\text{УВБ})$ ;

суммарной пропускной способности тоннеля и недостроенной плотины  $Q_c = f(\text{УВБ})$

Проверяют соответствие кривой пропускной способности затопляемого котлована условиям подтопления с нижнего бьефа. Расчет пропускной способности недостроенной плотины ведут для расходов близких к  $Q_p$  (имея в виду, что они будут равны  $Q_p - Q_T$ ) и выполняют по схеме гребенки, донных отверстий или водослива с широким порогом с учетом наличия верховой и низовой затопляемых перемычек.

Определяют отметки незатопляемых перемычек при пропуске расчетного расхода паводка через тоннель и недостроенные сооружения  $Q_p$ . Для этого по кривой суммарной пропускной способности тоннеля и недостроенной плотины находят УВБ при расчетном строительном расходе и назначают отметки гребня перемычек котлована стационарной плотины и здания ГЭС.

**Расчета пропуска расходов комбинированным способом.** Расчет выполняем на примере природных условий той же Бухтарминской ГЭС на реке Иртыш, рассмотренном в разделе 3.3.3. Строительство гидроузла осуществляется в одну очередь, но в двух котлованах (рис. 3.25). В незатопляемый котлован включаем здание ГЭС, стационарную плотину и раздельный устой, а в затопляемый паводками котлован – водосливную плотину, длиной с правобережным устоем – 77 м. Длина верховой и низовой затопляемых перемычек при этом составит по 70 м, а длина строительного тоннеля с бетонной обделкой – 420 м. Для пропуска паводковых расходов через затопляемый котлован в водосливной плотине выполнены три донных отверстия шириной 12, высотой 11 и длиной 58 м с незатопленным выходом.

**Расчетные строительные расходы.** В связи со значительным уменьшением высоты перемычек против пропуска расходов по тоннелям при продолжительности работ в котловане не менее трех лет, расчетный строительный расход может быть принят обеспеченностью 5% и составит  $Q_p = 3350 \text{ м}^3/\text{с}$ . Расчетный расход межени принимаем близким к величине осеннего паводка  $Q_m = 1550 \text{ м}^3/\text{с}$ . Это соответствует продолжительности межени в 9 месяцев и паводков в 3 месяца (весеннего – со середины мая по конец июня и осеннего – со середины сентября до конца октября). Расчетный расход перекрытия принимаем равным  $Q_n = 600 \text{ м}^3/\text{с}$ , что обеспечивает возможность перекрытия реки в период с октября по апрель.

**Расчет строительного тоннеля на расход межени.** Тоннель (в связи с большой прочностью пород габбро с  $f_{\text{кр}} = 20$ ) принимаем безнапорным прямоугольного сечения, типа 1 (см. рис. 3.18). Размеры сечения назначаем с учетом возможности перекрытия русла равными:  $b = H = 12 \text{ м}$ ,  $h = 0,85$ ,  $H = 10,2 \text{ м}$ .

Средняя скорость воды в тоннеле  $V = Q_m / \omega = 1550 / (10,2 \times 12) = 12,66 \text{ м/с}$ .

Уклон тоннеля:  $I = Q_m / (\omega^2 C^2 R) = 1550^2 / (122,4^2 \times 98^2 \times 3,78) = 0,0044$ ,

$P = 12 + 10,2 \times 2 = 32,4 \text{ м}$ ,

$R = 122,4 / 32,4 = 3,78$ ,  $C = 98$  при  $n = 0,012$ .

Высотная привязка тоннеля ПНП = УНБ –  $h = 36 - 10,2 = 25,8 \text{ м}$

(на уровне кровли скалы),

ПВП = ПНП +  $IL = 25,8 + 0,0044 \times 420 = 27,65 \text{ м}$ .

Пропускная способность тоннеля  $Q = \omega C (R)^{1/2} = 122,4 \times 98(3,78 \times 0,0044)^{1/2} = 1547 \text{ м}^3/\text{с} < 1550 \text{ м}^3/\text{с}$

Уровень ВБ УВБ = УНБ +  $IL + Z = 34,1 + 0,0044 \times 420 + 9,86 = 45,8 \text{ м}$ ,

$Z = (1 + \xi_{\text{вх}}) V^2 / 2g = (1 + 2) 12,7^2 / 2 \times 9,81 = 9,86 \text{ м}$ .

Гребень затопляемых перемычек ГВП = УВБ +  $b = 45,8 + 1,3 = 47,1 \text{ м}$ ,  
принимаем ГВП = 47,0 м.

ГНП = УНБ +  $\alpha = 34,1 + 0,5 = 34,6 \text{ м}$ .

Перепад при перекрытии русла  $H = \{Q_n / [m b (2g)^{1/2}]\}^{2/3} = \{600 / [0,35 \times 12(2 \times 9,81)^{1/2}]\}^{2/3} = 10,15 \text{ м}$ .

УВБ = ПВП +  $H = 27,65 + 10,15 = 37,8 \text{ м}$ ,

$Z_{\text{макс}} = \text{УВБ} - \text{УНБ} = 37,8 - 32,7 = 5,1 \text{ м} < 6,0 \text{ м}$ .

**Кривые пропускной способности тоннеля и затопляемой перемычки.** Кривую пропускной способности тоннеля строим по формуле  $Q = \mu \omega (2gH)^{1/2}$  при  $\mu = 1 / (1 + 0,2 + VL/CR)^{1/2} = 1 / [1 + 0,2 + 12,7^2 \times 58 / (98^2 \times 3,78)]^{1/2} = 0,82$ , где  $H$  – перепад уровней между ВБ и центром выходного отверстия тоннеля.

Расчет сводим в таблицу

Таблица 3.8

УВБ, м	$H = \text{УВБ} - 31,8 \text{ м}$	$(H)^{1/2}$	$\mu \omega = 0,82 \times 122,4(2 \times 9,81)^{1/2}$	$Q, \text{ м}^3/\text{с}$
48	16,2	4,92	444	1765
50	18,2	4,26	444	1891
51,5	19,7	4,44	444	1970
52	20,2	4,49	444	1993

Кривую пропускной способности верховой перемычки строим по формуле водослива с широким порогом  $Q = m b (2g)^{1/2} H^{3/2} = 0,35 \times 70(2 \times 9,81)^{1/2} H^{3/2} = 108,5 H^{3/2}$ . Результат представлен в табл. 3.9.

Таблица 3.9

УВБ	ГВП	$H = \text{УВБ} - \text{ГВП}$	$H^{3/2}$	$m b (2g)^{1/2}$	$Q, \text{ м}^3/\text{с}$
48	46,5	1,5	1,84	108,5	198
50	46,5	3,5	6,5	108,5	710
51,5	46,5	5,0	9,5	108,5	1207
52	46,5	5,5	12,9	108,5	1400

Кривая суммарной пропускной способности через тоннель и верховую перемычку затопляемого котлована представлена показателями табл. 3.10.

Таблица 3.10

УНБ, м	$Q_n, \text{ м}^3/\text{с}$	$Q_m, \text{ м}^3/\text{с}$	$Q_n + Q_m, \text{ м}^3/\text{с}$
48	1785	195	1984
50	1891	710	2601
51,5	1970	1207	3177
52	1933	1400	3333

Проверка пропускной способности затопляемого котлована. Пропускная способность затопляемого котлована будет лимитироваться переливом потока через гребень верховой перемычки лишь при условии, что пропускная способность недостроенной плотины (гребенка, донные отверстия или одна отметка бетона по всей водосливной плотине) будет не меньшей.

Для наиболее неблагоприятного случая – бетонирования плотины с донными отверстиями – находим расход, проходящий через донные отверстия при соответствующем  $Q_p$  уровне верхнего бьефа. Отметку ВВ при  $Q_p$  определяем из табл. 3.10 Ее ориентировочно можно принять УВБ = 51,5 м. Тогда расход паводка, проходящий через недостроенные сооружения, составит

$$Q_k = Q_p - Q_T = 3120 - 1970 = 1150 \text{ м}^3/\text{с},$$

а УВ на выходе из донного отверстия будет

$$УВ = ГНП + H_{нп} = 34,6 + 4,85 = 39,45 \text{ м} < ПДО + H_{до} = 29,0 + 11,0 = 40 \text{ м},$$

где  $H_{нп}$  – глубина потока над низовой перемычкой

$$H_{нп} = \{Q_k / [mb(2g)^{1/2}]^{2/3} = \{1150 / [0,35 \times 70 (2 \times 9,81)^{1/2}]\}^{2/3} = 4,85 \text{ м}.$$

Так как выход донных отверстий не затоплен, то расход через них определяем по формуле:

$$Q = 3\mu\omega (2gH)^{1/2} = 3 \times 0,757 \times 12 \times 9,35 [2 \times 9,81(51,5 - 39,45)^{1/2}] = 3917,8 \text{ м}^3/\text{с} > 1150 \text{ м}^3/\text{с}.$$

$$\mu = 1 / [1 + \xi_{вх} + (2gL / C^2R)] = 1 / [1 + 0,3 + (2 \times 9,81 \times 58 / 98,6^2 \times 3,65)] = 0,757.$$

$$P = 12 + 0,85 \times 11 \times 2 = 30,7 \text{ м}, \quad R = 9,35 \times 12 / 30,7 = 3,65 \text{ м}, \quad C = 98,6.$$

Следовательно, пропуск расходов через донные отверстия не влияет на перелив потока через гребень верховой перемычки и суммарная кривая пропускной способности затопляемого котлована будет соответствовать показателям табл. 3.9.

Отметки гребня незатопляемых перемычек. При известном УВБ при пропуске расхода  $Q_p$  находим отметки гребня незатопляемых перемычек

$$ГВП = УВБ + d = 51,5 + 1,5 = 53 \text{ м}.$$

$$ГНП = ГНП_3 + H_{нп} + \alpha = 34,6 + 4,85 + 0,5 = 39,95 \text{ м}.$$

$$\text{Принимаем ГНП} = 40 \text{ м}.$$

В итоге имеем: верховую затопляемую перемычку высотой  $H = 17 \text{ м}$ ;

низовую затопляемую перемычку  $H = 4,6 \text{ м}$ ;

верховую незатопляемую перемычку и верховой участок продольной – 23 м;

низовую незатопляемую перемычку и низовой участок продольной – 10 м

Сравнение рассмотренного в последнем примере способа пропуска строительных расходов с пропуском их при тех же условиях по строительному тоннелю указывает на возможность при комбинированном способе существенного снижения

объемов работ и стоимости предназначенных для этих целей сооружений без увеличения продолжительности строительства гидроузла.

### 3.6. Выбор способа пропуска строительных расходов

Сравнение стоимости различных схем пропуска строительных расходов однозначно го ответа на вопрос об экономической эффективности их не дает (см. табл. 3.11). Она может быть выявлена только в результате сравнения вариантов для каждого створа. По условиям производства работ и экономичности строительства в целом, более эффективно возведение всех сооружений в одном котловане с пропуском расходов по тоннелю.

При некотором увеличении капложений на сооружение тоннеля и высокой перемычки эта схема обеспечивает возможность выполнения работ одновременно по всему напорному фронту в наиболее короткие сроки.

Таблица 3.11

ГЭС	Строительный расход, м <sup>3</sup> /с	Способ пропуска расходов	Отношение стоимости сооружений для пропуска строительных расходов к стоимости плотины
Чарвакская	1400	Тоннель	0,18
Чиркейская	1550	то же	0,10
Токтогульская	2900	то же	0,10
Бухтарминская	3120	Секционирование русла	0,17
Нурекская	3200	Тоннели	0,30
Рижская	8230	По протоке	0,07
Вилойская	8400	По прорану	0,20
Усть-Хантайская	8200	Комбинированный с тоннелем	0,73
Шульбинская	9040	Секционирование с 1 котлованом	0,07
Колымская	10700	По железобетонной трубе	0,73
Бурейская	13200	Комбинированный с Д.О. в устье	0,07

В результате экономический эффект от ускорения ввода мощностей в большинстве случаев значительно превышает возможную экономию капложений от снижения стоимости временных водопропускных сооружений. Поэтому в мировом гидростроительстве во всех случаях, когда позволяют природные условия, предпочтение отдается схеме пропуска расходов со строительным тоннелем.

Комбинированные схемы пропуска расходов позволяют осуществлять строительство сооружений гидроузла в одинаковые с тоннельной схемой сроки и даже нередко с экономией средств, но более сложны по организации и производству работ.

Как показывает практика, в случае использования обводных тоннелей не только во время строительства, но и в период эксплуатации ГЭС, применение их для отвода реки при производстве работ может быть экономически оправдано при расходах до 7-8 тыс. м<sup>3</sup>/с и даже больше (см. табл. 3.12)

Таблица 3.12

ГЭС	Расчетный расход, м <sup>3</sup> /с	Число тоннелей	Длина тоннеля, м	Сечение тоннеля, м <sup>2</sup>	Обделка тоннеля, м	Использование тоннеля при эксплуатации
Ингульская	900	1	516	197*		Не используется
Курпайская	1100	1	634	109	0,4-0,7	То же
Чиркейская	1550	1	719	130	0,8-1,0	""
Токтогульская	2900	1	796	150	0,7	""
Нурекская	1650	2	1562	104	0,4-0,7	Водосброс
Глен Кэньон	7815	2	840	∅13,2; 14,6	-	Водосброс
Гувер	8500	4	1170-1300	∅15,2	1,2	Водосброс или водовод
Мангла	8500	5	580	65*	-	То же
Инфернильо	10000	5	609	50-133	1,0	""
Тарбела	18000	4	800	137-147	-	Напорные водоводы

\* сечение тоннеля в разработке.

При вариантном проектировании сооружений в створе Колымской ГЭС в ННГАСУ, например, схема с тремя тоннелями 13 м, рассчитанными на расход 6620 м<sup>3</sup>/с в период строительства, 9600 м<sup>3</sup>/с – в период временной эксплуатации 1-го агрегата и 17500 м<sup>3</sup>/с – при постоянной эксплуатации гидроузла, оказалась вполне конкурентоспособной с выполненным проектом.

На большинстве отечественных гидроэлектростанций для пропуска строительных расходов проходилась один тоннель большого сечения. По соображениям производства работ при больших расчетных расходах желательно предусматривать не менее двух тоннелей. Проходка тоннелей меньшего сечения может выполняться с большей скоростью, а наличие двух строительных водосбросов позволяет с большей надежностью использовать тоннели без обделки и вводить их в две очереди: один – к межи, второй – к паводку для пропуска расчетного расхода.

Подобный порядок ввода строительных тоннелей был принят, например, при сооружении ГЭС Глен Кэньон в США. На Чиркейской ГЭС для пропуска расходов межи до 200 м<sup>3</sup>/с был использован небольшой, сечением 48 м<sup>2</sup>, необлицованный транспортный тоннель. Он был пройден параллельно строительному и предназначался для проходки его и въезда в котлован плотины.

Способ пропуска строительных расходов выбирают, как известно, на основании оценки компоновки и конструкции гидроузла, природных условий створа и намечаемого производства работ. Из этих факторов наибольшее влияние оказывают: ширина русла, гидрологические условия реки и конструкция отдельных сооружений. Анализ степени влияния их дает возможность сформулировать в первом приближении некоторые рекомендации, представленные в табл. 3.13, и позволяющие облегчить решение задачи.

Гидроузлы равнинных рек (тип. I, табл. 3.13) с намывными русловыми плотинами, бетонными водосливными плотинами и зданиями ГЭС в напорном фронте, которые нередко имеют глубинные водосбросы значительно большей пропускной способности, чем водосливные плотины (например, Чебоксарская и Нижне-Камская ГЭС), всегда строят методом секционирования русла с возведением всех бетонных сооружений в одну очередь.

Таблица 3.13

Тип гидроузла	Постоянные водопропускные сооружения	Ширина русла и гидрология реки	Рекомендуемый способ пропуска строительных расходов	Использование водопропускных сооружений при эксплуатации
I. С намывной плотиной	Водосливная плотина, водосбросы ГЭС	Створы равнинных рек, $Q_p$ – любое	Секционирование с одним котлованом	Не используются
II. С бетонными плотинами и приплотинной ГЭС	а. Водосливная плотина	$L_p$ – любая; $Q_p < 2000$ м <sup>3</sup> /с	По строительному тоннелю с одним котлованом	Тоннель при необходимости может быть использован как водосброс
	б. То же	$L_p > 200$ м, $Q_p > 3000$ м <sup>3</sup> /с, частые и высокие дождевые паводки	Секционирование русла с двумя котлованами	Не используются
	в. " "	$L_p$ – любая, $Q_p > 3000$ м <sup>3</sup> /с $Q_m < 1000$ м <sup>3</sup> /с	Комбинированный с тоннелем или донным отверстием в устье.	Донное отверстие может быть использовано как глубинный водосброс
III. С каменноземляной плотинной и приплотинной ГЭС	а. Может быть водосливная плотина	$L_p$ – любая, $Q_p < 2000$ м <sup>3</sup> /с	По строительному тоннелю	Может быть использован как водосброс.
	б. То же	$L_p$ – любая, $Q_p >> 2000$ м <sup>3</sup> /с	Секционирование русла	Не используются
IV. С каменноземляной плотинной и береговой ГЭС	а. Эксплуатационный водосброс	$Q_p < 7-8$ тыс. м <sup>3</sup> /с	По строительному тоннелю	Как эксплуатационный водосброс
	б. То же	$Q_p \approx 7-10$ тыс. м <sup>3</sup> /с	По бетонной трубе	Водосброс при временной эксплуатации ГЭС
	в. " "	$Q_p > 10-12$ тыс. м <sup>3</sup> /с	Комбинированный с тоннелем или трубой	Постоянный или временный водосброс
V. Высоконапорный в узком створе	а. Эксплуатационный водосброс	$Q_p < 7-8$ тыс. м <sup>3</sup> /с	По строительным тоннелям	Эксплуатационные водосбросы и напорные водоводы
	б. То же	$Q_p > 7-8$ тыс. м <sup>3</sup> /с	По бетонной трубе	Постоянный или временный эксплуатационный водосброс
VI. С плотинной из укатанного бетона	а. Эксплуатационный водосброс	$Q_p < 2-3$ тыс. м <sup>3</sup> /с.	По строительному тоннелю	Эксплуатационный водосброс
	б. Водосливная плотина	$Q_p < 2-3$ тыс. м <sup>3</sup> /с, низкие дождевые паводки	Комбинированный с тоннелем	Энергетический водовод
	в. То же	$Q_p > 4-5$ тыс. м <sup>3</sup> /с, высокие дождевые паводки	Комбинированный с тоннелем	Энергетический водовод и эксплуатационный водосброс

Гидроузлы с приплотинными зданиями ГЭС, бетонными стационарными и водосливными плотинами, способными пропустить весь строительный расход (тип II, табл. 3.13), могут строиться с использованием разных способов пропуска строительных расходов в зависимости от величины расчетного расхода и ширины русла.

При относительно небольшом расходе половодья  $Q_p < 2000 \text{ м}^3/\text{с}$  (тип. II-а, табл. 3.13) и максимально сжатых сроках строительства таких гидроузлов экономически целесообразна схема пропуска расходов по строительному тоннелю. Она обеспечивает возможность возведения всех сооружений широким фронтом в одну очередь без больших затрат на водопропускные сооружения.

При больших расходах половодья ( $> 3000 \text{ м}^3/\text{с}$ ) и многоводной межени с высокими дождевыми паводками в створах достаточной ширины (больше 200 м), несмотря на несколько большую продолжительность строительства, экономически более рациональным является возведение сооружений очередями в двух котлованах (схема II-б, табл. 3.13).

При тех же природных условиях, но маловодной межени (схема II-в, табл. 3.13) существенный временной и экономический эффект дает комбинированный пропуск расходов с проходкой небольшого строительного тоннеля или устройством донного отверстия в раздельном устье. Он позволяет значительно уменьшить объемы работ по всем сооружениям для пропуска расходов и либо совсем исключить, либо резко уменьшить влияние очередности бетонирования сооружений на продолжительность строительства гидроузла.

При очень большом половодье (много больше  $3000 \text{ м}^3/\text{с}$ ) и многоводной межени в створах достаточной для секционирования русла ширины (схема II-г, табл. 3.13) во многих случаях может быть использован комбинированный пропуск расходов с одновременной проходкой строительного тоннеля и устройством донного отверстия в устье, способных вместе пропускать расход межени при меньшем сечении временного тоннеля.

При строительстве гидроузлов с каменно-земляными плотинами, имеющими в составе напорного фронта станционную плотину и приплотинную ГЭС, а иногда и водосливную плотину, строительный расход пропускают: при небольшом паводковом расходе – по строительному тоннелю (схема III-а, табл. 3.13), а при больших паводках – секционированием русла (схема III-б, табл. 3.13).

На гидроузлах с каменно-земляными плотинами и береговыми или тоннельными эксплуатационными водосбросами (схемы IV – а, б, в, табл. 3.13) выбор способа пропуска строительных расходов определяется исключительно величиной паводков и возможностью использования временных водопропускных сооружений после ввода ГЭС в эксплуатацию.

При строительстве гидроузлов в узких каньонах, вне зависимости от конструкции их сооружений, пропуск строительных расходов как и в предыдущем случае зависит только от величины расчетного расхода и возможности использования временных водопропускных сооружений в период эксплуатации (схемы V-а и V-б, табл. 3.13).

При сооружении гидроузлов с плотинами из укатанного бетона из-за особенностей компоновки и конструкции плотины могут применяться только два способа пропуска расходов: по строительным тоннелям и комбинированный с тоннелем (схемы VI-а, б, в, табл. 3.13). Выбор зависит от трех факторов: величины расчетного расхода, конструкции плотины (водосливная или глухая) и возможности использования временных водопропускных сооружений во время эксплуатации ГЭС. Экономичность выбранного способа при этом может быть обеспечена, как правило, путем использования временных строительных тоннелей в период эксплуатации гидроузла в качестве энергетических водоводов или эксплуатационного водосброса (основного или дополнительного к водосливной плотине).

Эти рекомендации, естественно, не являются незыблемыми. Они могут рассматриваться лишь как первый ориентир при разработке схемы пропуска расходов и в процессе проектирования должны корректироваться в зависимости от природных особенностей створа, компоновки и конструкции сооружений гидроузла.

## 3.7. Сооружение строительных тоннелей

### 3.7.1. Конструкция тоннеля и производство работ

Большинство современных гидроузлов с высокими плотинами строится с отводом речного потока из русла в обход возводимых сооружений строительными тоннелями. Сечения некоторых из них достигают сотен квадратных метров, протяженность – километров, а продолжительность работ исчисляется годами. Выполнение работ на этих сложнейших сооружениях без знания основ организации и производства их практически невозможно, а нередко и опасно.

Определяющее влияние на проектирование и строительство тоннелей оказывают инженерно-геологические условия проходимого скального массива. Они определяют конфигурацию тоннеля, необходимость устройства обделки и временного крепления свода, методы проходки и, как следствие, продолжительность выполнения и стоимость работ. При этом темпы проходки тоннелей без обделки в 1,5-2 раза выше, чем с обделкой, а переход на проходку горным способом снижает скорость ее более чем вдвое. Поэтому многие из тоннелей зарубежных гидроузлов проектируются без обделки, а возможные вывалы породы предупреждают использованием при проходке гладкого взрывания, анкерного крепления и шпунц-бетона.

В транспортном тоннеле к подземному машинному залу ГЭС Харспромгет в Швеции, например, имеются большие тектонические трещины. Однако нарушенные ими участки не имеют обделки и лишь заанкерированы. В стенах машинного зала наблюдается фильтрация воды в виде ручейков, но стены оставлены без обделки. Аналогичные решения использованы и в тоннелях других шведских гидроузлов: Айюре, Сейтеваре, Сторнорфорс.

В отечественном тоннелестроении возможности таких облегченных решений часто недооцениваются. Неблагоприятная геология отдельных участков скального массива влечет, как правило, устройство обделки по всему тоннелю. Нерешительность в использовании геологических особенностей при строительстве подземных сооружений была следствием недостатка опыта тоннелестроения в нашей стране и, несомненно, более сложных (по

сравнению со шведскими гранитами) геологических условий проходки тоннелей. В сочетании с отсутствием возможности выбора проходческой техники это в значительной мере объясняет серьезное отставание советских гидростроителей по темпам возведения гидротехнических тоннелей во второй половине прошлого века от мирового уровня (см. табл. 3.14).

Таблица 3.14

ГЭС, страна	Породы	Длина, м	Площадь в выломке, м <sup>2</sup>	Обделка	Число забоев	Скорость проходки верхн. уступа, м/мес.	Продолжительность работ, мес.	Темпы сооружения тоннеля, м/мес.
Вьетас, Швеция	-	4500	80	Нет	2	110	-	-
Верхнетуломская, СССР	Гранито-гнейсы	314 478	54-58 280-300	Нет Нет	1 1	66 112	105 дней 163 дня	66 66
Берсинс, Канада	Гнейсы, кварциты	12100	82	Бетон	6	160	30	400
Курпсайская, СССР	Песчаники, аргиллиты	634	130	Бетон, набрызг-бетон	4	-	12	53
Нурекская, СССР	Песчаники, алевролиты	1562	141,5	Бетон	6	-	42	35
Чарвакская, СССР	Известняк	760	159	Бетон	-	-	25	30
Ревелсток, Канада	Гнейсы	550	163	Бетон	2	150	8	69
Чиркейская, СССР	Известняк	725	172	Бетон	5	30	22	33
Токтогульская, СССР	Известняк	796	205	Бетон	6	-	30	27
Херрседе, Швеция	Гнейсы	3400	260	Нет	2	128	33	103
Пирттнкоски, Финляндия	Граниты, гнейсы	2500	350-450	Нет	2	120	26	48

Анализ проходки и временной эксплуатации строительного тоннеля Чиркейской ГЭС, например, свидетельствует о возможности выполнения большей части его без железобетонной обделки с укреплением лишь ослабленных трещинами мест. Преувеличение опасности разрушения слагавших стены и свод высокопрочных плитчатых известняков с отдельными глинистыми прослоями и трещинами наглядно подтвердилось при временном пропуске р. Сулак по необлицованному бетоном транспортному тоннелю, соединительной выработке и низовой части строительного тоннеля. Обследование этих сооружений после пяти месяцев эксплуатации с периодическим затоплением потоком всего сечения временного тоннеля на длине 120-140 м показало хорошее состояние скальных поверхностей. Известняки верхнего мела показали большую устойчивость против размыва при скоростях течения до 12 м/с. На стенах тоннеля, выполненных с применением гладкого взрывания, каких-либо следов размыва обнаружено не было, за исключения вымыва пластичных глин из заполнителей трещин и прослоев. В своде, закрепленном стальными анкерами с подвешенной к ним сеткой, следов вывалов и разрушений также не оказалось. Лишь на

ослабленном трещиной входном участке имел место вывал породы объемом 0,7 м<sup>3</sup>, металлическая сетка местами была сорвана с анкеров, а большие уступы по лотку из-за слоистости известняков частично сглажены потоком, несшим донные наносы.

При сооружении тоннелей без обделки во многих случаях целесообразна проходка вместо одного большого двух тоннелей меньшего сечения. Такое решение обеспечивает не только снижение горного давления на выработку, но и возможность поочередного ремонта их в периоды межени. Удорожание от увеличения объема и единичной стоимости выломки в этом случае может быть с избытком компенсировано отказом от сплошной обделки и сокращением продолжительности проходки.

Уменьшение размеров тоннеля позволяет значительно повысить скорость проходки его. При переходе от проходки полным сечением к разработке двумя уступами скорость строительства тоннеля снижается на 30-50%, а организация работ серьезно усложняется. Возникает необходимость в дополнительных подходных выработках на подошву нижнего уступа. Затрудняется совмещение работ по длине тоннеля. Поэтому во всех случаях, когда позволяют размеры выработки и механизмы, проходку стремятся вести полным сечением. В отечественном гидростроительстве полным сечением проходят тоннели площадью до 90-100 м<sup>2</sup>, в зарубежном – до 160 м<sup>2</sup>.

При назначении размеров гидротехнических тоннелей (особенно временных) с учетом геологических условий и производства работ могут быть использованы данные табл. 3.15, составленной на основании анализа опыта отечественного и зарубежного тоннелестроения.

Таблица 3.15

Площадь тоннеля, м <sup>2</sup>	Способ проходки	Ориентировочная скорость проходки с одного забоя, м/мес.
До 25	Полным сечением	100 - 130
25 - 50	" "	80 - 100
50 - 100	" "	70 - 90
100 - 200	Двумя уступами	40 - 50

### 3.7.2. Основы организации тоннельных работ

**Организация забоев.** Проходку тоннелей при небольших припортальных выемках и возможности устройства подъезда к ним ведут со стороны порталов. Такая организация проходки является наиболее рациональной, так как исключает необходимость в каких-либо дополнительных работах. Устройство подходов к порталам строительных тоннелей и эксплуатационных водосбросов, однако, связано, как правило, с выполнением больших выемок и потому проходка их со стороны порталов бывает серьезно затруд-



нена. Поэтому как основное средство организации забоев в гидротехнических тоннелях используются подходные выработки.

Такие выработки трассируются по кратчайшему расстоянию с возможно большими уклонами. Одно из важнейших требований к ним – проходка с максимальной скоростью и, по возможности, без обделки. Размеры и уклоны их зависят от применяемых в тоннеле механизмов и интенсивности движения транспорта. При малой площади тоннеля и одностороннем движении машин обычно принимают выработки сечением  $6 \text{ м}^2$  с уклонами до 14%. Для больших тоннелей и при интенсивном движении автотранспорта размеры подходных выработок увеличивают до  $48\text{-}54 \text{ м}^2$ , а уклоны ограничивают 6-8%. Проходкой нужного числа подходных выработок обеспечивают организацию любого числа забоев и совмещение работ по длине тоннеля.

Протяженность забоя принимают на отечественных ГЭС до 500 м для верхнего и несколько больше для нижнего уступов, а на зарубежных – до 2,5 км и более.

Подобный прием организации проходки широко использовался при сооружении тоннелей Чиркейской, Нурекской, Токтогульской, Чарвакской и других ГЭС. В практике гидростроительства нередки случаи достаточно высоких темпов сооружения тоннелей большого сечения при неблагоприятных по геологии условиях исключительно благодаря рациональному выбору подходных выработок и четкой организации работ несколькими забоями.

Строительный тоннель ГЭС Люцзяси на р. Хуанхе, например, размерами  $14 \times 14 \text{ м}$  и длиной 683 м был построен за 12 месяцев со средней скоростью 57 м/мес. Трасса тоннеля проходила преимущественно в породах с коэффициентом крепости 8-12. На отдельных участках крепость пород снижалась до 2-6. В связи с этим верхний уступ проходил горным способом с направляющей штольной на всю длину тоннеля, а свод его на длине 440 м и стены на протяжении 330 м имели железобетонную обделку толщиной 0,5 м. Работы выполнялись из трех подходных выработок сечением  $2,8 \times 4,2 \text{ м}$  на подошву верхнего уступа и двух выработок  $4,5 \times 6,5 \text{ м}$  на нижний уступ. Аналогичные результаты теми же средствами достигнуты при сооружении тоннеля на Курпсайской ГЭС.

*Организация подземных работ.* Количество забоев, число уступов и скорость проходки тоннеля зависят от геологии и применяемых механизмов, определяющих высоту обуриваемого ими забоя, глубины и скорости бурения шпуров, производительности на погрузке и откатке породы и прочих параметров проходки. Поэтому практикой тоннелестроения определены целесообразные комплексы механизмов для выполнения каждой из операций подземных работ.

Проходческие комплексы для сооружения гидротехнических тоннелей в Швеции, например, включают: буровую раму, экскаватор или породопогру-

зочную машину, бульдозер и автосамосвалы. При двухсменной работе пять дней в неделю они обеспечивают проходку тоннелей площадью  $50\text{-}80 \text{ м}^2$  со скоростью  $3,8\text{-}6,5 \text{ м/сут.}$  или  $85\text{-}150 \text{ м/мес.}$  Весь набор механизмов обслуживается сквозной бригадой из 22-24 человек. Для организации ее труда характерна полная взаимозаменяемость рабочих, когда каждый член бригады может выполнять любую работу проходческого цикла: бурение, взрывание, оборку забоя, погрузку и транспорт породы.

На ГЭС Аяуре для проходки в гнейсах отводящего тоннеля длиной 900 м и сечением  $120 \text{ м}^2$  при ширине 11 м на верхнем уступе площадью  $67 \text{ м}^2$  был использован проходческий комплекс в составе буровой рамы, экскаватора с ковшом  $1,5 \text{ м}^3$  и автосамосвалов грузоподъемностью 13,6 т. Проходка велась одним забоем со средней скоростью около 85 м/мес. Нижний уступ разрабатывался теми же механизмами со скоростью 14 м/сут. Буровая рама передвигалась по верхней поверхности уступа на салазках и имела 7 станков для бурения скважин под углом 70°.

На ГЭС Сейтеваре для проходки в гранитах верхней части отводящего тоннеля длиной 5,3 км при сечении  $98 \text{ м}^2$  использовались самоходная буровая рама на пневмоходу с 24-мя бурильными молотками, породопогрузочная машина «Мичиган» с ковшом  $2 \text{ м}^3$  и 15-тонные автосамосвалы. Работы велись двумя забоями в два уступа. Уходка за циклом на верхнем уступе в  $48 \text{ м}^2$  составляла 4 м, а средняя скорость проходки за неделю 30-40 м.

В отечественном тоннелестроении в состав проходческих комплексов для тоннелей сечением до  $60 \text{ м}^2$  рекомендуется включать буровую установку СБУ-2 или СБУ-3, породопогрузочную машину ПНБ-3к или экскаватор с ковшом  $0,75\text{-}1,0 \text{ м}^3$ , 5-6 тонные автосамосвалы и передвижные подмости для оборки и крепления свода. Для тоннелей площадью более  $60 \text{ м}^2$ : буровую установку СБУ-3, экскаватор с ковшом  $1,0\text{-}2,0 \text{ м}^3$ , автосамосвалы грузоподъемностью 8-27 т, гидродъемник типа МШТС-2ТП и бульдозер. Скорость проходки при этом оборудовании составляет от 40 до 100 м/мес. Число машин для обуривания забоя принимают из расчета до  $10 \text{ м}^2$  площади забоя на одну установку. Характерной особенностью тоннельных работ при этом является дублирование основных механизмов.

В последнее время все более широкое применение для проходки тоннелей большой длины при значительных сечениях ( $D = 8 \text{ м}$  и более) получают проходческие агрегаты различных фирм, позволяющие улучшить организацию работ, снизить трудозатраты и численность рабочих и резко ускорить сооружение тоннелей.

Бетонные работы в тоннелях включают установку опалубки, арматуры и укладку бетона. Основное требование к организации их состоит в максимальной индустриализации. В соответствии с ним армирование железобе-



тонных обделок рекомендуется выполнять армокаркасами со стыковкой на монтаже электросваркой. Для монтажа армокаркасов используют преимущественно передвижные подмости и эректоры (рис. 3.27).

Опалубка в гидротехнических тоннелях, как правило, должна быть металлической. Выбор ее определяется конфигурацией тоннеля, его длиной и площадью. Длинные тоннели небольшого сечения целесообразно бетонировать в опалубке скользяще-переставного типа, перемещаемой вдоль выработки по рельсовым путям. В больших тоннелях (сечением более 50 м<sup>2</sup>) рекомендуется применять: для свода – металлические тубинги с установкой их эректором, для стен – крупноразмерные металлические щиты с монтажом автокранами, для межблочных швов – опалубку из металлической сетки по стальному каркасу.

*Подготовка производства.* Обязательное условие успешной работы в тоннелях – своевременность выполнения каждой операции технологического процесса и его строгая цикличность. Это может быть достигнуто только при тщательной инженерной подготовке производства: надежных вентиляции, водоотливе, телефонной связи, бесперебойном обеспечении электроэнергией, сжатым воздухом, водой, материалами и механизмами. Особенно важна высокая надежность энергоснабжения. Без нее выполнение каких-либо подземных работ невозможно, так как любое обесточивание тоннеля может повлечь неприятные происшествия и несчастные случаи. Надежности энергоснабжения достигают подключением подземной сети к двум независимым, свободным от других нагрузок, фидерам, а иногда дополнительно организацией аварийного освещения от резервных аккумуляторных батарей или дизельной электростанции.

В целях предупреждения сбоев в обеспечении подземных работ сжатым воздухом для них целесообразно строить отдельные компрессорные. Ко времени развертывания подземных работ на площадке необходимо иметь действующий бетонный завод нужной производительности, арматурное хозяйство и машиноремонтную базу.

### 3.7.3. Организация тоннельных работ на Чиркейской ГЭС

Типичным для отечественного гидростроительства примером конструктивного решения подземных сооружений и организации тоннельных работ может служить строительство их на Чиркейской ГЭС.

Чиркейская ГЭС на р. Сулак на Северном Кавказе построена в 1964–80 годах. В состав ее сооружений входят: бетонная арочная плотина высотой 232 м и длиной по гребню 333 м, приплотинное здание ГЭС с двухрядным расположением 4-х агрегатов по 250 МВт каждый, тоннельный эксплуатационный водосброс на расход 2870 м<sup>3</sup>/с и строительный тоннель сечением 172 м<sup>2</sup> (в выломке) протяженностью

728 м. (см. рис. 2.2 и 2.18).

Гидроузел располагается в узком каньоне глубиной около 250 м и протяженностью более 3 км. Ширина ущелья по урезу воды составляла от 10 до 30 м. Берега сложены тонко- и толстоплитчатыми скрытокристаллическими известняками. Толщина пластов от 0,2 до 0,5 м, залегание с уклоном в сторону русла. Между напластованиями известняков имеются прослойки мергелей и глин. Скальные массивы обоих берегов рассечены системами целого ряда трещин. Склоны каньона в нижней его части почти вертикальны (88–90°). Как следствие этого какие-либо подходы к порталам подземных сооружений (состав и характеристика подземных сооружений гидроузла приведена в табл. 3.16) полностью отсутствовали, а проходка их со стороны порталов была исключена (рис. 3.28 и 3.29).

Большинство из них было пройдено тоннельным отрядом №1 Минтрансстроя и представляет собой типичный пример отечественного тоннелестроения. Характерным по организации работ объектом был строительный тоннель. Работы на других подземных сооружениях были организованы на тех же принципах и не отличались по технологиям.



Рис. 3.28. Ущелье р. Сулак в районе выходных порталов строительного тоннеля и эксплуатационного водосброса

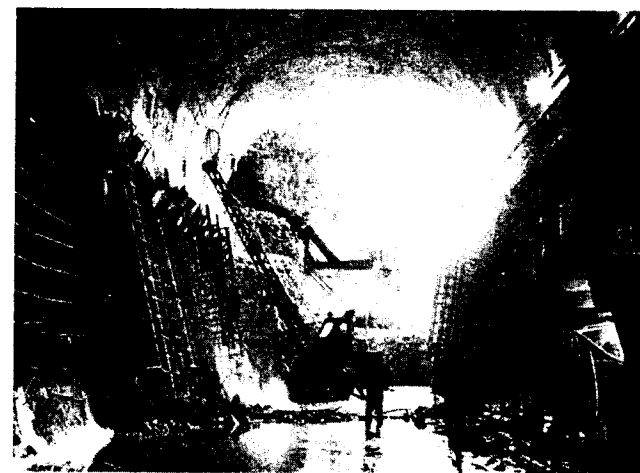


Рис. 3.29. Выходной портал строительного тоннеля Чиркейской ГЭС. Вид из тоннеля после проходки

*Подготовка производства.* К началу подземных работ на площадке были введены: ремонтная база тоннельного отряда, компрессорная на 80 м<sup>3</sup>/мин и бетонный завод на 2 бетономешалки по 500 л. Они располагались в непосредственной близости от строительного тоннеля и предназначались главным образом для тоннельных

работ (рис. 3.30). Ко времени бетонирования обделки тоннеля были построены арматурное хозяйство и база для изготовления металлоконструкций. Энергоснабжение тоннеля осуществлялось от двух независимых фидеров, а водоснабжение и телефонная связь – от общих сетей строительства.

Таблица 3.16

Сооружение	Выломка, тыс. м <sup>3</sup>	Бетон, тыс. м <sup>3</sup>	Длина, м	Площадь выломки, м <sup>2</sup>	Толщина обделки, м	Время проходки, мес	Число забоев	Скорость проходки на забой, м/мес
Строительный тоннель	130,7	42,2	728	172	0,8-1,0	19	5/2	41/66*
Подходные выработки	45,2	1,8	915	48-54	--	12	2	74
Эксплуатационный водосброс	87,0	29,0	509	170	1,0	30	2/1	--
Временный водосброс	20,6	9,0	230	98	0,8	10	2/2	22/20*
Подходные выработки	43,9	1,0	921	48	--	7	3	58
Транспортный тоннель к ГЭС	52,6	9,0	785	64	0,5	--	2	--
Цементационные штольни левого берега	26,3	7,9	1348	16-24	0,5-0,15	---	14	36-75
Цементационные штольни правого берега	34,4	11,1	1945	16-24	0,5-0,15	-	12	50-90
Всего с прочими подземными сооружениями	518,5	116	10979	--	--	--	--	--

\* В числителе приведены показатели по верхнему уступу, в знаменателе – по нижнему.

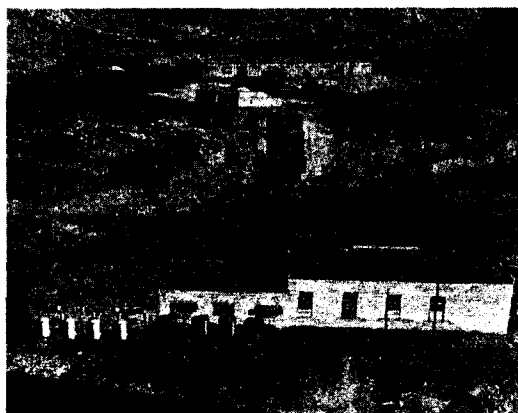


Рис. 3.30. Компрессорная и бетонный завод для строительства обводного тоннеля на Чиркейской ГЭС

Для расселения рабочих и ИТР в непосредственной близости от производства работ был построен временный поселок из сборно-разборных домов щитового и контейнерного типа. Распределение жилья в этом поселке было исключительным правом тоннельного отряда.

**Организация забоев.** Трасса тоннеля проходила в крепких плитчатых известняках с прослойками мергелей и глин. Коэффициент крепости пород изменялся от 4 до 11. На отдельных участках известняки были нарушены различного рода трещинами. Пересечения трещин и глиняных прослоев в своде создавали предпосылки для вывалов породы и обусловили переход на горный способ проходки входного и выходного участков тоннеля.

Проходка основной части тоннеля велась двумя уступами: верхний уступ имел площадь 95,5 м<sup>2</sup>, нижний – 76,9 м<sup>2</sup>. Высота верхнего уступа была выбрана из условия устройства обделки свода.

В связи с большим объемом выемки по верхнему подходному каналу и неоднородностью низового портала для проходки тоннеля на первом этапе работ были запроектированы две подходные выработки: №3 и транспортный тоннель с соединительными выработками 5 и 7. Сечение их, 48 м<sup>2</sup> на прямых участках и 54 м<sup>2</sup> на криволинейных участках, обеспечивало двухстороннее движение автотранспорта. В процессе работ для улучшения совмещения их на уступах из транспортного тоннеля на нижний уступ была пройдена дополнительная соединительная выработка 8. В результате проходка верхнего уступа осуществлялась в основном тремя забоями (№ 1,2,4) от подходных выработок 3 и 5 и в течение двух месяцев – дополнительно забоями 3 и 5 от подходных выработок 3 и 7. Нижний уступ разрабатывался двумя забоями от подходной выработки 5. Наибольшая длина забоя составляла по верхнему уступу 200 м, по нижнему – 574 м (см. рис. 3.31)

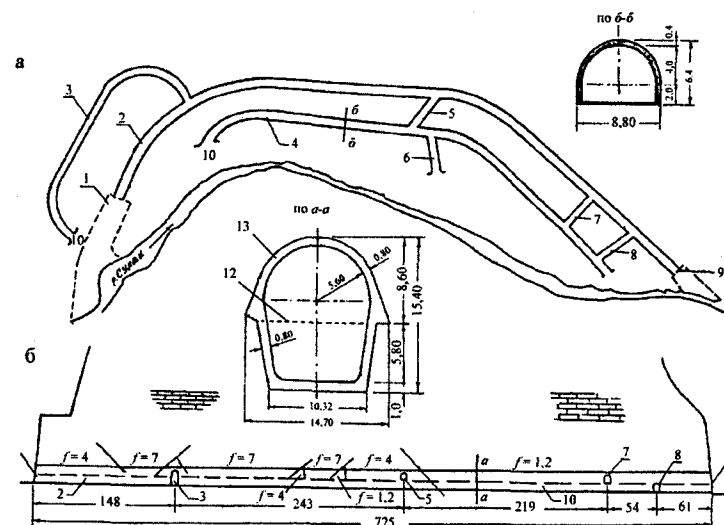


Рис. 3.31. Схема проходки строительного тоннеля на Чиркейской ГЭС: а – план тоннеля, б – геологический разрез по трассе тоннеля: 1 – входной портал, 2 – строительный тоннель, 3,5,7,8 – подходные выработки, 4 – транспортный тоннель; 6 – тоннельный въезд в котлован плотинки; 9 – низовой портал; 12 – граница верхнего уступа; 13 – бетонная обделка

**Проходка тоннеля.** (рис. 3.32) Подземные работы были начаты в октябре 1965 г. с проходки подходной выработки 3. В декабре начались работы в транспортном тоннеле. Выломка породы велась полным сечением с использованием проходческих комплексов в составе установки СБУ-2, экскаватора Э-7515 или тракторного погрузчика Т-157 и автосамосвалов типа «Думпер». Продолжительность цикла составляла в среднем 18-19 часов (при минимальной 12 часов), в том числе: разметка и обуривание забоя 10-12 ч, зарядка и взрывание 1,5 и вывозка породы 4-5 часов. Уходка за цикл достигала 2,4 м. Средняя скорость проходки при работе в 4 смены составила 74, а максимальная – 105 м/мес.

Разработка верхнего уступа строительного тоннеля была начата в конце марта 1966 г. двумя забоями из подходной выработки 3, а в апреле еще двумя из выработки 5. Проходка велась двумя комплексами механизмов. В забое №2 (из транспортного тоннеля) – буровой рамой БР-8А на пневмоколесном ходу, двумя установками СБУ-2, экскаватором ЭП-1, автосамосвалами типа «Думпер» и бульдозером Д-271. В остальных забоях в состав проходческого комплекса входили: самодельные передвижные подмости на базе трактора ТДТ-60 с установленными на них тремя буровыми агрегатами от СБУ-2, экскаватор ЭП-1 или машина ПНБ-3к, бульдозер Д-271, автосамосвалы и гидроподъемник МШТС.

Процесс проходки буровой рамой был организован следующим образом. С буровой рамы пятнадцатью ручными перфораторами обуривалась верхняя часть забоя и производились работы по закреплению свода анкерами. Нижняя и средняя часть забоя обуривались двумя установками СБУ-2, располагавшимися в пределах портала буровой рамы. Взорванная порода окучивалась бульдозером и грузилась в автосамосвалы экскаватором или породопогрузочной машиной. Средняя продолжительность одного цикла составляла 27-29 часов, минимальная 20-22. На обуривание забоя затрачивалось 15-16 ч с буровой рамы и 17-19 ч – с передвижных подмостей. Время вывозки породы занимало 6-7 ч. Средняя уходка за цикл была 2,4-2,5 м. Средняя скорость проходки на участках, проходимых полным сечением, составляла в среднем 52 м/мес, наибольшая – 57 м/мес.

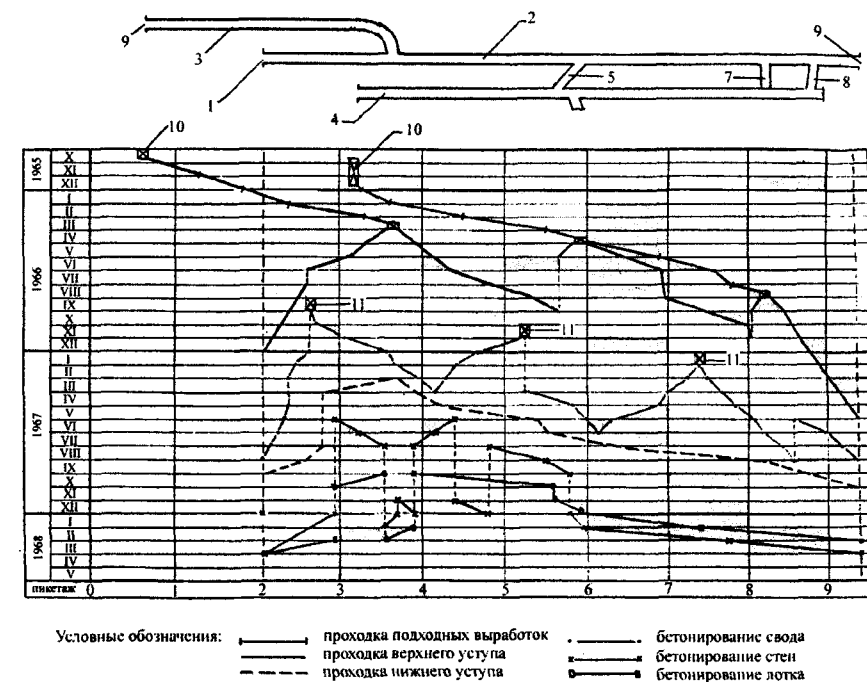
На входном и выходном участках тоннеля были вскрыты крупные трещины, простиравшиеся под острым углом к его оси. При проходке имели место отслоения и вывалы породы объемом до 150 м<sup>3</sup>. Потребовалось прекратить проходку и перейти на горный способ разработки с опережающей штольной. Скорость проходки на этих участках снизилась до 15-20 м/мес.

Проходка нижнего уступа началась в марте 1967 г. и выполнялась одновременно с бетонированием свода. Забой обуривался станками БМК-4 с верхней поверхности уступа. Вдоль стен забуривалась строчка гладкого взрывания. Взорванная порода грузилась на автосамосвалы экскаватором. Для зачистки забоя использовался бульдозер. Средняя скорость проходки на забой составила около 66 м/мес.

**Обделка.** Бетонирование свода производилось параллельно с проходкой верхнего уступа с некоторым отставанием. Выполнялось оно секциями по 6-9 м со средней скоростью 66 м/мес.

Арматура устанавливалась из трех пространственных армокаркасов, доставлявшихся на специальной площадке. Монтаж их в строительном тоннеле осуществлялся автопогрузчиком, а в транспортном тоннеле к ГЭС – эректором, при стыковке – электросваркой (рис. 3.33).

Опалубка собиралась в строительном тоннеле из металлических щитов автокраном, а в транспортном – из металлических тубингов размером 1,5x1,8 м эректором, перемещавшимся по рельсовому пути. Опорные тубинги устанавливались на выравнивающую бетонную ленту. Торцы между опалубкой и скалой затягивались металлической сеткой и не распалубливались.



**Рис. 3.32.** График сооружения строительного тоннеля Чиркейской ГЭС: 1 и 9 – верховой и низовой порталы, 2 – строительный тоннель, 3-8 – подходные выработки, 9-10 – разработка припортальных участков подходных выработок, 11 – начальное положение перестановщика опалубки свода

Бетон стен и свода укладывался автокранами или пневмобетонукладчиками ПБУ-500, располагавшимися вне зоны эректора. Бетонная смесь уплотнялась глубинными вибраторами через окна. Арматура армокаркасов против таких окон разрезалась. Обделка нижнего уступа строительного тоннеля бетонировалась в три приема. Сначала укладывался бетон стен, затем лотка (рис. 3.34). Бетонирование лотка выполнялось автосамосвалами с инвентарных мостиков.

Все работы по стенам строительного тоннеля были выполнены за 8 месяцев со средней скоростью 180 м/мес, а по лотку – за 3 месяца со скоростью 240 м/мес. Календарная продолжительность работ непосредственно по строительному тоннелю составила 24 месяца, а фактическая – 22 мес. при средней скорости возведения готового тоннеля около 33 м/мес (в ноябре и декабре 1967 года работы в тоннеле не производились из-за пропуска по нему воды) [25].

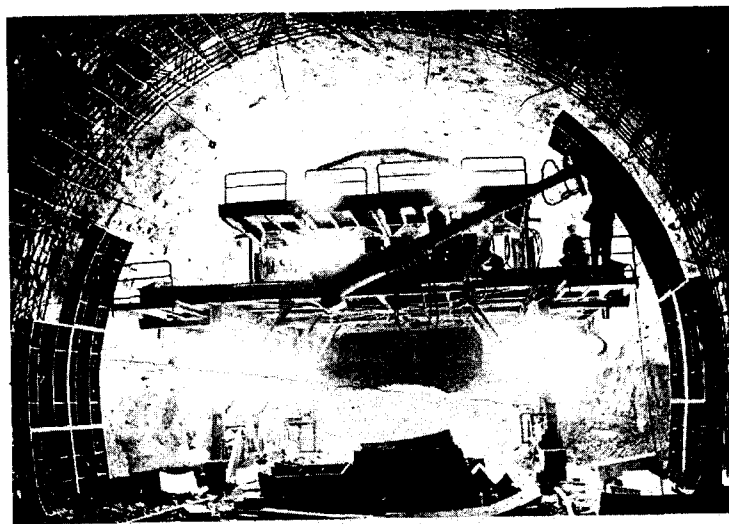


Рис. 3.33. Установка армокаркасов и тюбинговой опалубки свода тоннеля эксплуатационного водосброса Чиркейской ГЭС

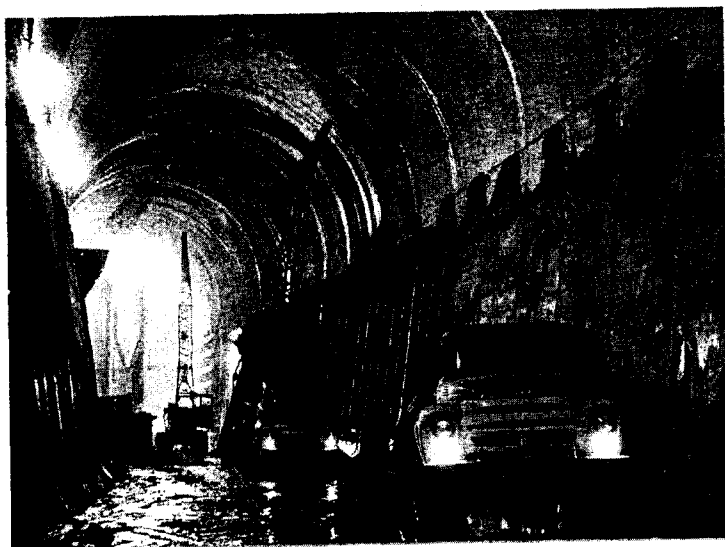


Рис. 3.34. Монтаж опалубки стен и укладка бетона краном на нижнем уступе строительного тоннеля Чиркейской ГЭС



**Логинов Федор Георгиевич (1900-1958)** – выдающийся инженер-гидростроитель, один из создателей школы отечественного гидростроительства. Участвовал в сооружении Баксанской ГЭС и изысканиях для средневожжких гидростанций. Начальник строительства Чирчикской и Тавакской ГЭС в Узбекистане, восстановления разрушенной Днепровской ГЭС и строительства Сталинградской ГЭС на Волге. С 1954 г. – министр строительства электростанций.

**Аскоченский Александр Николаевич (1908)** – крупный специалист в области гидротехнического строительства. Руководил возведением Тавакской, Комсомольской, Фархадской ГЭС и гидростанций Бозсуевского каскада в Узбекистане. Гл. инженер строительства Ферганского канала. Зам. министра хлопководства и зам министра сельского хозяйства СССР. Академик-секретарь отделения гидротехники и мелиорации. ВАСХНИЛ.



**Непорожний Петр Степанович (1910-1999)** – крупный гидростроитель и энергетик. Работал на строительстве Кадыйринской ГЭС и в тресте Чирчикстрой в Средней Азии. Главный инженер строительства и последующего восстановления ГЭС Энсо и Рухиала на р. Вуоксе, Верхне-Свирской и Каховской ГЭС. В течение 23 лет – министр Энергетики и Электрификации СССР. Органizador объединения гидравлических, тепловых и атомных электростанций в Единую Энергетическую систему страны. Член-корр. АН СССР. Автор более 200 научных трудов по энергетике и гидростроительству.

## Глава 4. ПЕРЕКРЫТИЕ РУСЕЛ РЕК

### 4.1. Цель и время перекрытия русла

Перекрытие русла реки – составная часть схемы пропуска строительных расходов и одна из наиболее сложных по организации операций при сооружении гидроузла. Цель ее – отвод речного потока из основного в новое русло для создания условий возведения части или всех напорных сооружений. Осуществляется оно после подготовки временных или постоянных водоотводящих сооружений к пропуску через них речного потока. Перекрытие русла включает, как правило, четыре этапа: подготовку нового водоотводящего тракта, предварительное стеснение русла, подготовку к закрытию прорана и замыкание прорана. В зависимости от характера гидроузла и схемы выполнения некоторые из этапов могут отсутствовать или заменяться другими работами.

Успех перекрытия определяется правильным выбором времени, способа и схемы производства работ, которые в свою очередь зависят от гидрологических условий реки, топографии и геологии створа, климата района строительства, характера основных сооружений и технических возможностей строительной организации.

Временем перекрытия считают выполнение заключительного этапа работ – замыкания прорана. Оно предопределяет расчетный расход при перекрытии и размеры водопропускных отверстий, объемы работ по banquetу и водоотводящему тракту. Поэтому перекрытие рек всегда производят в маловодный период года: на судоходных реках – как правило после завершения навигации, на несудоходных – после спада весеннего половодья и прохождение высоких дождевых паводков.

При строительстве равнинных ГЭС с намывными русловыми плотинами перекрытие предпочтительно выполнять в теплый период года, оставляя время для намыва русловой плотины до наступления низких отрицательных температур. На большинстве волжских гидроузлов, например, замыкание прорана выполнялось в период с 20 по 30 октября. Этот срок считался крайним из-за опасений за качество намыва русловой плотины в холодный период года. Опыт перекрытия Волги на Чебоксарской ГЭС в период с 8 по 15 ноября 1980 г. дает основания передвинуть поздний срок замыкания прорана на реках с аналогичными климатическими условиями на вторую декаду ноября, так как имевшее во время указанного перекрытия место льдо- и шугообразование негативных последствий на отсыпку banquetа и качество намыва русловой плотины не оказало.

При возведении гидроузлов, вторая очередь которых требует образования котлована, климатические условия решающего влияния на время перекрытия не оказывают. Определяющими факторами становятся сроки завершения навигации, затопления котлована, разборки перемычек первой очереди и готовности к пропуску очередного паводка перемычек нового котлована, а также возможность откачки последнего до образования льда. Перекрытие в зимнее время при достаточной толщине льда на таких сооружениях может оказаться более экономичным чем летнее и дать экономию средств вследствие отсутствия необходимости в устройстве специальных подъездов к прорану. Зимнее перекрытие в частности успешно применялось на Усть-Каменогорской, Братской, Красноярской и Усть-Илимской ГЭС.

На гидроузлах в узких створах, время перекрытия обычно определяется готовностью водоотводящего тракта и снижением расходов в реке до расчетной величины.

### 4.2. Способы перекрытия русла

Время перекрытия определяет величину расхода в реке, а следовательно, саму возможность выполнения этих работ. Способ же перекрытия предопределяет все параметры замыкания прорана: конечный перепад, скорость и мощность потока в нем, необходимую крупность материалов, интенсивность отсыпки их в проран и практически сложность выполнения всей операции.

До 30-х годов прошлого века перекрытие русел рек осуществлялось преимущественно индивидуальным на каждом гидроузле способом, основывавшимся на использовании природных особенностей створа и возможностей строительной организации.

При строительстве первых крупных гидроузлов в нашей стране (Волховской и Днепровской ГЭС), например, перекрытие русел производилось путем рубки в русле ряжей и установки между ними железобетонных шандор; на Углической ГЭС – с помощью ряжей и габионов; на Ивановской ГЭС – путем затопления плавающих конструкций; а на Рыбинской ГЭС при расходе перекрытия  $500 \text{ м}^3/\text{с}$  была использована эстакада с натянутой по ее низовой стороне металлической сеткой.

На гидроузле Сейсель во Франции при расходе  $1200 \text{ м}^3/\text{с}$  перекрытие осуществлялось забивкой металлического шпунта в сочетании с укладкой габионных тюфяков; на ГЭС Гравелинген в Голландии – металлическими контейнерами с песком, асфальтобетоном и камнем с подачей их канатной дорогой, а на ГЭС Оахи в США река Миссури была перекрыта при расходе  $340 \text{ м}^3/\text{с}$  отсыпкой кусков сланцеватой глины.

На Головной ГЭС перекрытие Вахша при  $Q = 230 \text{ м}^3/\text{с}$  было произведено завалом на конечном этапе бетонной стенки объемом  $750 \text{ м}^3$ , реки Хуанхе на гидроузле Санмыня в КНР – завалом бетонной стенки объемом  $53 \text{ м}^3$  с последующей отсыпкой камня, бетонных тетраэдров и использованием фашин, а перекрытие реки Куили Ниари на ГЭС Сунда в Конго при расходе  $600 \text{ м}^3/\text{с}$  – опрокидыванием бетонного массива с размерами  $45 \times 21,5 \times 18 \text{ м}$  и объемом около  $12 \text{ тыс. м}^3$  (рис. 4.1).

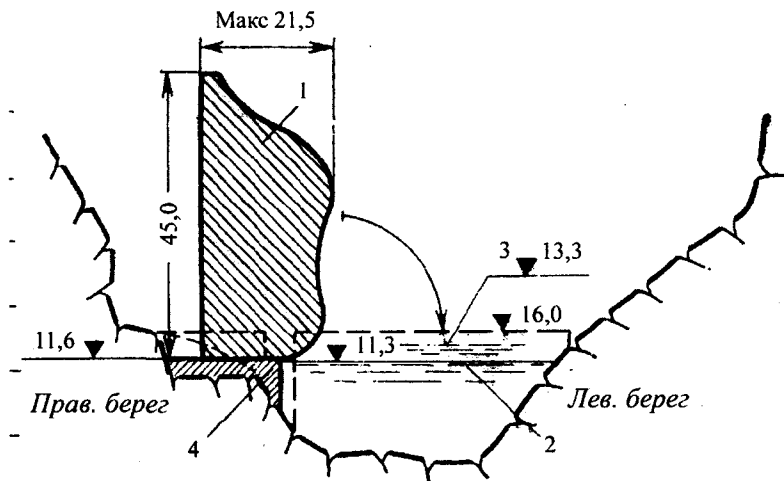


Рис. 4.1. Перекрытие р. Куили Ниари на ГЭС Сунда бетонным массивом: 1 – бетонный массив, 2 – уровень воды, 3 – уровень воды после перекрытия, 4 – площадка для изготовления массива

На гидроузле Вейшань перекрытие той же Хуанхе при расходе  $332 \text{ м}^3/\text{с}$  было осуществлено практически подручными средствами – соломой, хворостом и грунтом. Хворостяные тюфяки в сочетании с песком и суглинком использовались и при перекрытии на Кавказе реки Терек при расходе  $124 \text{ м}^3/\text{с}$  в створе Каргалинской ГЭС [3.47].

Аналогичные решения с использованием особенностей створа и стройплощадки с успехом могут применяться и в настоящее время. Однако в современном гидростроительстве перекрытие русел любых рек рекомендуется выполнять одним из четырех универсальных способов: фронтальным, пионерным, массовым взрывом или безбанкетным, основанных на отсыпке каменных материалов в текущую воду и использовании мощных строительных механизмов и транспортных средств.

**Фронтальный способ.** Перекрытие русла при этом способе производится равномерной по всей ширине реки отсыпкой в текущую воду камня или горной массы с наплавного или (реже) стационарного моста автосамосвалами (рис. 4.2 и 4.3). По мере увеличения высоты банкета расход реки распределяется на два потока – один через банкет, второй – по новому рус-

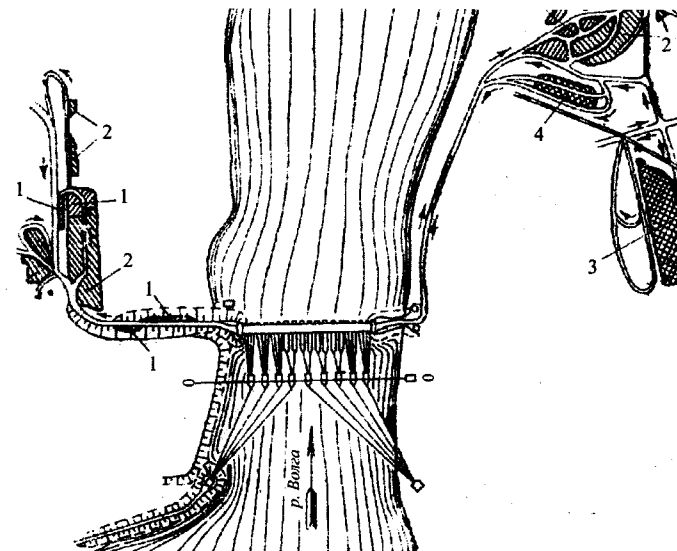


Рис. 4.2. Перекрытие р. Волги фронтальным способом с наплавного моста на Сталинградской ГЭС:

1 – склады кубов; 2 – склады тетраэдров; 3 – склад камня; 4 – склад горной массы

лу через сооружения гидроузла. С выходом банкета из воды и увеличением его отсыпкой камня весь поток переводится в новое русло.

Способ перекрытия, когда фронтальной отсыпкой камня с моста перекрывается не все русло, а лишь оставленный после предварительного сужения его пионерной отсыпкой (или намывом) грунтовых материалов проран, часто называют пионерно-фронтальным.



Рис. 4.3. Перекрытие Иртыша фронтальным способом с наплавного моста на Усть-Каменогорской ГЭС в 1950 г.

Профиль банкета зависит от крупности отсыпаемого камня, глубины воды в реке и перепада бьефов в проране. По опыту перекрытия рек в нашей стране при перепадах до 0,5 м перекрытие может производиться камнем крупностью 20-30 см, а при увеличении перепада до 2,2 м требуется отсыпка на заключительном этапе бетонных кубов весом 3-5 т и тетраэдров массой до 10 т. Бетонные кубы весом 4,7 т сносятся потоком с гребня банкета при скоростях 4-4,5 м/с, а 12-тонные тетраэдры сохраняют устойчивость при скоростях до 5,7 м/с и становятся неустойчивыми при скорости до 6,5 м/с [47]. С увеличением скоростей потока в проране наряду с рядовым камнем отсыплют крупные каменные глыбы, бетонные ежи, кубы, тетраэдры или бракованные железобетонные конструкции.

При больших удельных расходах и перепадах в проране рекомендуется сначала отсыпать рядовой камень, а затем бетонные массивы. По выходе последних из воды возобновлять отсыпку камня для расширения банкета и уменьшения фильтрации через наброску. Объем отсыпки материала при этом зависит от скорости течения потока в проране и размера перекрываемого участка реки.

При перекрытии фронтальным способом рек с нескальным ложем особое внимание обращают на равномерность отсыпки материалов по ширине прорана, так как при значительных скоростях течения неравномерность отсыпки камня приводит к образованию местных размывов. Во избежание их район будущего прорана на таких реках заблаговременно защищают каменным шлейфом. Он при фронтальном способе перекрытия охватывает всю ширину проектного банкета, на 5-10 м выдвигается вверх и на 10-100 м вниз по течению. Толщина крепления и крупность материала назначаются в пределах 1,0-2,0 м в зависимости от скоростей потока и условий отсыпки.

Впервые фронтальный способ перекрытия реки с использованием специального моста был применен в 1933 г. на Нижне-Свирской ГЭС. С построенного для этого моста на ряжевых опорах отсыпкой железнодорожными платформами сортированного камня и бетонных кубов массой 3,6 т была при расходе 850 м<sup>3</sup>/с перекрыта река Свирь. В 1943 г. на Фархадской ГЭС наброской сортированного камня крупностью до 30 см вручную с наплавного моста при расходе 360 м<sup>3</sup>/с была перекрыта Сырдарья [47].

И только в 1950 г. на Усть-Каменогорской ГЭС русло реки Иртыш было перекрыто фронтальным способом в его классическом виде – отсыпкой горной массы и сортированного камня с наплавного моста автосамосвалами.

Перекрываемый участок русла располагался в створе верховой перемычки в суженной до 100 м сооружениями первой очереди правобережной части реки и имел глубину около 12 м. Наплавной семи-пролетный мост на шести понтонах с ряжевыми опорами в примыканиях к берегам имел ширину проезжей части 14 м и боковые площадки с низовой стороны понтонов – для разгрузки камня и разворота само-

свалов (рис. 4.3). Он допускал одновременную разгрузку в каждом пролете трех автосамосвалов ЗИЛ-585 или одного самосвала МА3-205.

Перекрытие производилось в ноябре месяце в период ледостава при расходе 450 м<sup>3</sup>/с и продолжалось в течение 7 суток. В последние 2 дня на закрытии прорана работало до 80 автомашин. Отсыпка банкета велась горной массой с камнем крупностью до 0,3-0,4 м из отвалов, а также штучными камнями, крупность которых достигала 1 м. Конечный перепад на банкете составил 1,5 м [27.5].

Позднее таким способом перекрывались русла рек на строительстве большинства волжских и камских ГЭС, Дон на Цимлянкой и Днепр на Каховской ГЭС, Ангара на Иркутской и Братской ГЭС.

В современном гидростроительстве по причине более высокой из-за устройства моста трудоемкости и стоимости, а также вследствие возможности использования при пионерном перекрытии автосамосвалов большой грузоподъемности (27 и более тонн) фронтальный способ рекомендуется только для перекрытия рек с размываемым ложем при расходах более 3000-3500 м<sup>3</sup>/с и перепадах более 80 см, а также на реках с неразмываемым руслом при расходах более 5-6 тыс. м<sup>3</sup>/с и перепадах на банкете более 6 м.

**Пионерный способ.** Этот способ предусматривает постепенное выдвигание в русло торцевой отсыпкой камня или горной массы одного или нескольких банкетов до соединения их с противоположным берегом реки или продольной перемычкой. По мере выдвигания банкетов скорость течения воды и перепад бьефов в проране возрастают и отсыпку рядового камня для уменьшения уноса его потоком чередуют со сбросом в проран бетонных кубов, тетраэдров или крупногабаритных железобетонных конструкций. Требуемая крупность отсыпаемых материалов на каждом этапе работ определяется перепадом на банкете и скоростью потока в проране.

Наибольшую трудность при перекрытии этим способом представляет замыкание последних метров прорана, когда поток уносит бетонные негабариты весом 10-15 т (см. рис. 4.17). Успешное завершение перекрытия в таких случаях достигается интенсификацией отсыпки негабаритов, сбросом в проран связок из них или увеличением сопротивляемости отсыпаемых материалов уносу потоком путем повышения шероховатости дна на участке замыкания прорана. Для этого на дно заблаговременно отсыплют крупногабаритный материал или устанавливают в месте будущего прорана заанкеренные конструкции.

При перекрытии, например, реки Хуанхе на ГЭС Санмыня (КНР) при расходе 1610 м<sup>3</sup>/с для этой цели в заранее намеченном для завершающего этапа перекрытия 28-метровом участке русла были пробурены в скальном основании скважины глубиной 2 м шагом 2 м. В них были установлены железобетонные сваи диаметром 25 см, которые через внутренние отверстия были залиты цементным раствором. Для повы-



шения надежности сваи были усилены металлическими подкосами и заанкерены стальными тросами к берегам. Они создавали дополнительное сопротивление и упоры для сбрасываемого материала и обеспечили успешное перекрытие при конечном перепаде 5,37 м [47].

Для уменьшения перепадов и скоростей в проране (а следовательно и крупности отсыпаемого камня) при пионерном перекрытии нередко прибегают к перераспределению перепада между несколькими параллельными банкететами или к отсыпке одного банкета большой ширины (часто практикуемое в гидростроительстве США).

На Верхне-Туломской ГЭС, например, река Тулома при расходе  $64 \text{ м}^3/\text{с}$  перекрывалась тремя параллельными банкететами отборным камнем из полезных выемок при конечных перепадах 2,91-3,98 м. Река Усть-Хантайка на одноименной ГЭС при расходе  $515 \text{ м}^3/\text{с}$  также была перекрыта тремя банкететами из горной массы и негабаритов в связках весом до 25 т при конечном перепаде 5,15 м. Перекрытие Нарына на первой очереди Уч-Курганской ГЭС при расходе  $223 \text{ м}^3/\text{с}$  были осуществлено двумя банкететами, обеспечившими снижение конечного перепада на верховом банкете до 4,3 м.

Одной из первых в гидростроительстве (в 1954 г) двумя параллельными банкететами из рядового камня с использованием на этапе замыкания прорана при перепаде 1,8 м крупногабаритного камня весом до 20 т автосамосвалами и бульдозерами была перекрыта при расходе  $2830 \text{ м}^3/\text{с}$  река Колумбия на ГЭС Чиф-Джозеф в США.

Та же р. Колумбия на ГЭС Даллес двумя годами позже при расходе  $3090 \text{ м}^3/\text{с}$  была перекрыта отсыпкой автосамосвалами и бульдозерами одного банкета из рядового камня шириной по гребню 75 м. Это позволило ограничить конечный перепад 1,5 метрами, а крупность камня массой 1 т.

В 1958 г река Миссури на ГЭС Оахи в США была перекрыта при расходе  $340 \text{ м}^3/\text{с}$  одним банкетом шириной по гребню 273 м отсыпкой автосамосвалами грузоподъемностью до 50 т и бульдозерами сланцевых глин лещадными кусками крупностью 0,2 м и более. Такое рассредоточение перепада по торцу банкета позволило ограничить массу применявшихся негабаритов до 1 т [3; 47].

Обладая значительными преимуществами, пионерный способ, однако, неблагоприятен для перекрытия многоводных рек с размываемым ложем. Увеличение скорости потока в проране при замыкании его влечет значительные размывы дна реки (глубиной до 5 и более метров), что серьезно усложняет процесс перекрытия. Для предупреждения этого явления при пионерном способе, как и при фронтальном, прибегают к защите дна реки на месте прорана каменным шлейфом толщиной до 3 м. Отсыпку камня в шлейф производят либо баржами в летний период, либо зимой со льда через полыньи. Размеры шлейфа в проране в отличие от фронтального способа устанавливают расчетом и лабораторными исследованиями.

Пионерный способ перекрытия впервые был осуществлен в 1935 г. на строительстве Нижне-Туломской ГЭС путем отсыпки с висячего моста в русло реки Туломы двух параллельных банкетов из камня крупностью до 0,2 м, а на заключительном этапе – отборного камня крупностью до 0,7 м. Конечный перепад на верховом банкете при этом составил 1,8, а общей перепад перекрытия – 3 м.

В современном виде (с использованием большегрузных автосамосвалов и бульдозеров) этот способ был сначала освоен в США на ГЭС Олбени Фолс, Бокс Кэньон, Чиф Джозеф, благодаря, прежде всего, наличию в этой стране высокоразвитого автомобилестроения [приложение 5].

В нашей стране перекрытие с использованием большегрузных автосамосвалов и бульдозеров впервые было осуществлено в 1957 году на Бухтарминской ГЭС. Перекрываемый проран шириной ~ 73,5 м и глубиной до 8 м располагался в стесненной до 100 м левобережной части русла в створе будущей верховой перемычки второй очереди, а отводящий тракт в виде гребенки водосливной плотины с тремя пролетами по 18 м, – у правого берега, где находилась производственная база строительства и запасы подлежащего отсыпке в проран камня (рис. 4.4).

Перекрытие Иртыша планировалось произвести в относительно многоводный осенний период межени при расчетном расходе  $1190 \text{ м}^3/\text{с}$  и осуществить отсыпкой двух банкетов в створах верховой и низовой перемычек при конечном перепаде 1,24 м. В соответствии с этим планом предварительное стеснение русла производилось двумя банкететами, а примыкание верхового банкета к левому берегу было выполнено в виде ряжа. Однако в связи с задержкой готовности сооружений первой очереди к затоплению котлована замыкание прорана было сдвинуто на более поздний срок и выполнялось в период с 1 по 10 октября при значительно более благоприятных гидрологических условиях – расходах менее  $600 \text{ м}^3/\text{с}$ . Поэтому окончательное перекрытие было произведено одним верховым банкетом шириной 13 м при расходах  $520\text{--}450 \text{ м}^3/\text{с}$  и конечном перепаде 2,0 м. Отсыпка банкета велась с одного берега (левый берег из-за большой крутизны был недоступен для транспортных средств и строительных машин) горной массой с камнем крупностью до 50 см из отвалов и полезных выемок. После сужения прорана до 20 м и возрастания скорости течения потока в нем до 4,0 м/с наряду с камнем отсыпались имевшиеся в неограниченном количестве каменные глыбы массой до 10 т (рис. 4.5). На отсыпке банкета работали 7 пятитонных автосамосвалов МА3-205, 12 десятитонных ЯАЗ-210Е и пять 25-тонных МА3-525. Средняя интенсивность отсыпки банкета в последние



Рис. 4.4. Отсыпка банкета из горной массы при пионерном перекрытии р. Иртыша на Бухтарминской ГЭС в 1956 г.



двое суток при сужении прорана до 20 м составляла около 80 м<sup>3</sup>, а максимальная достигала 220 м<sup>3</sup> в час. Всего в верховой банкет было отсыпано 19 тыс. м<sup>3</sup> горной массы и камня. По данным [0.9] стоимость работ по перекрытию Иртыша на Бухтарминской ГЭС оказалась самой низкой среди 15 рассмотренных в публикации гидроузлов.

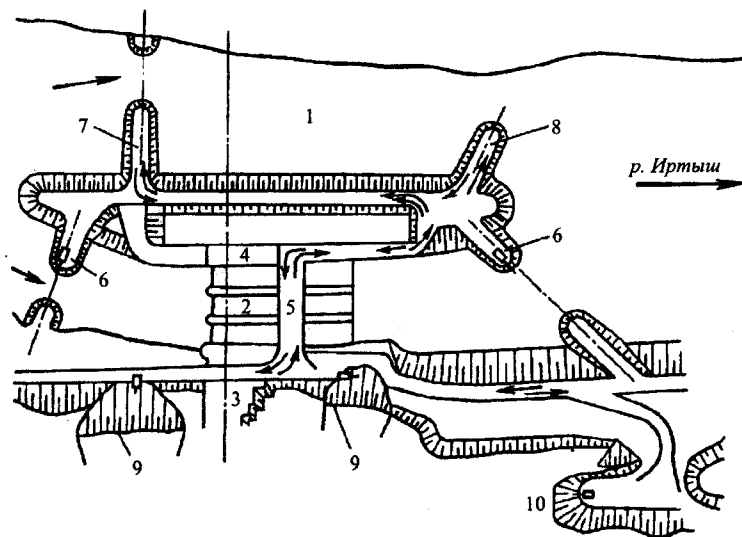


Рис. 4.5. Схема пионерного перекрытия р. Иртыша на Бухтарминской ГЭС:

1 – перекрываемое русло, 2 – водосливная плотина, 3 – глухая плотина, 4 – раздельный устой, 5 – бетоноукладочная эстакада, 6 – перемычки котлована 1-ой очереди, 7 и 8 – верховой и низовой банкеты, 9 – отвалы горной массы, 10 – котлован шлюза

Наиболее крупными перекрытиями пионерным способом в нашей стране были – перекрытие реки Ангары со скальным ложем при расходе 2970 м<sup>3</sup>/с на строительстве Усть-Илимской ГЭС (оно описано в [47]) и реки Волги с размываемым ложем при расходах 3200-2850 м<sup>3</sup>/с на Чебоксарской ГЭС.

Чебоксарская ГЭС расположена в наиболее напряженном по судоходству участке реки Волги между ее главными притоками Окой и Камой. Русло реки в створе гидроузла имеет ширину около 1 км и сложено мелкими и среднезернистыми легко-размываемыми песками. В период строительства 70% естественного русла реки было занято примыкавшим к правому берегу котлованом, в котором размещались судоходный шлюз, здание гидроэлектростанции на 18 гидроагрегатов и столько же постоянных донных водосбросов, а также 6-пролетная водосливная плотина. Река в этот период текла по левобережному участку русла, расширенному для судоходства до 600 м. Глубина судоходного хода достигала 18 м.

Строительство бетонных сооружений гидроузла было начато в 1975 году, а ввод первых агрегатов был намечен на конец 1980 г. Для этого необходимо было выполнить в пусковой год 12,2 млн. м<sup>3</sup> земляных, 550 тыс. м<sup>3</sup> бетонных, 24 тыс. т монтажных работ и насыпать в русловую плотину до наступления зимы 2,9 млн. м<sup>3</sup> грунта.

Наиболее сложной из этих работ была проблема перекрытия русла Волги. Сложность ее обуславливалась высоким расчетным расходом в запланированное время замыкания прорана – 4250 м<sup>3</sup>/с, большой глубиной последнего – до 18 м и

низким качеством камня для отсыпки банкета. (При максимальной крупности 20 см количество частиц безусловно уносимых потоком составляло более 50%).

Время перекрытия русла Волги диктовалось абсолютной недопустимостью прерыва навигации и было намечено на первую декаду ноября с прекращением судоходства в створе гидроузла 30 октября. Из трех рассматривавшихся вариантов перекрытия (фронтального, пионерного и безбанкетного) предпочтение было отдано пионерному.

Подготовка к перекрытию началась осенью 1979 г. с крепления дна будущего прорана шлейфом из камня и щебня на 30 м выше и 100 м ниже оси банкета, располагавшегося в нижнем бьефе русловой плотины. Отсыпка каменных материалов в шлейф в объеме ≈ 46 тыс. м<sup>3</sup> производилась сначала осенью с барж плавучими грейферами. Но большая часть работы была выполнена зимой отсыпкой со льда автосамосвалами. Каменный шлейф, однако, полной защиты прорана от размыва ни при замыкании, ни при сужении его не обеспечил.

В июле было начато стеснение судоходного русла реки намывом грунта земснарядами из верховой и низовой перемычек правого берега. К сентябрю в подводную часть русловой плотины было намыто 950 тыс. м<sup>3</sup> песка. Расходы реки в этот период колебались от 3730 до 4660 м<sup>3</sup>/с. Ширина русла к этому времени была доведена до 387 м, перепад составил 6 см, а средняя скорость течения воды достигала 1,16 м/с.

Дальнейшее стеснение русла до 308 м было произведено с 19 по 27 сентября при расходах 4150-5450 м<sup>3</sup>/с примывом к продольной перемычке в месте примыкания к ней будущей русловой плотины гравийного пирса объемом около 6,5 тыс. м<sup>3</sup> (рис. 4.7). Средние скорости в проране при этом возросли до 1,44 м/с, а перепад до 12 см. В пределах каменного шлейфа в этот период в 30-60 и 100 м ниже оси банкета были отмечены размывы глубиной соответственно 0,7 и 2,0 м (рис. 4.6).

Одновременно со стеснением русла производились работы по подготовке к замыканию прорана. На левый берег было завезено более 140 тыс. м<sup>3</sup> камня, 6 тыс. м<sup>3</sup> бетонных кубов и тетраэдров и несколько тысяч кубометров гравийно-песчаной смеси. На складах правого берега было заготовлено до 250 тыс. м<sup>3</sup> камня и 14 тыс. м<sup>3</sup> 10-12 – тонных бетонных кубов и тетраэдров. Для выполнения работ на завершающем этапе перекрытия были подготовлены 5 земснарядов «350-50» и три «500-60», 16 экскаваторов, 6 гусеничных и пневмоколесных кранов грузоподъемностью 25-40 т, 13 бульдозеров, 3 буксира, 3 баржи по 200-600 т и несколько десятков автосамосвалов КраЗ-256 и КамАЗ. Был организован специальный участок перекрытия с включением в него строителей, механизаторов и транспортников (рис. 4.8).

При снижении расходов в реке до 4290-4420 м<sup>3</sup>/с 5 октября было начато стеснение русла с левого берега отсыпкой каменного банкета в нижнем бьефе русловой плотины (намыв ее в это время не производился). К 26 октября ширина прорана по банкету составила 166 м. По оси плотины ширина русла сохранялась на уровне 380 м. Расходы реки к этому времени упали до 3200 м, перепад в проране достиг 15 см, а максимальная скорость 2,04 м/с. Наибольшая глубина прорана составила 15,7 м при средней около 12,6 м. Промоины в защитном шлейфе в 30-60 м ниже банкета увеличились до 1 м. Выше банкета на участке в 100 м появились размывы дна 3,3-4,5 м глубиной.

С 27 октября по 7 ноября ширина прорана по банкету не менялась, а ширина русла по оси плотины была уменьшена до 336 м намывом русловой плотины со стороны левого берега. Расходы реки при этом составляли 3000-3100 м<sup>3</sup>/с, а перепад в

проране увеличился до 21 см. Продолжались и деформации русла. Правый берег в месте намыва (30-60 м выше оси плотины) был смыт потоком на ширине до 120 м. Каменный шлейф в значительной части разрушен образованием промоин глубиной от 1,0-1,5 до 3,5-4,7 м. Ниже его (в 50-100 м) появились размывы глубиной до 3,0-3,5 м.

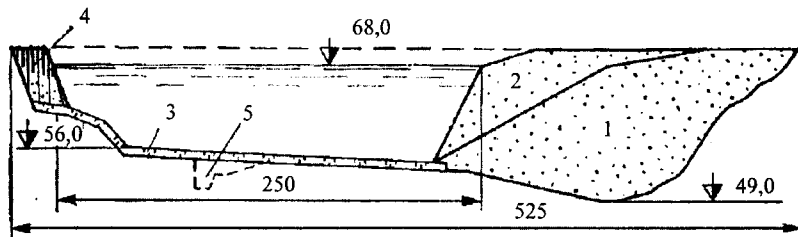


Рис. 4.6. Профиль перекрываемой части русла р. Волги по оси банкета на Чебоксарской ГЭС:

1 – стеснение русла намывом русловой плотины, 2 – сужение русла намывом пирса из гравийно-песчаной смеси, 3 – каменный шлейф для защиты русла от размыва при перекрытии банкета, 4 – отсыпка каменного банкета с левого берега, 5 – размыв дна русла при перекрытии



Рис. 4.7. Сужение русла р. Волги намывом пирса из гравийно-песчаной смеси со стороны котлована на Чебоксарской ГЭС

4 ноября после небольшого взрыва и размыва потоком низовой перемычки был затоплен котлован ГЭС и водосливной плотины. В низовой перемычке образовался проран шириной 167 м и площадью 1400 м<sup>2</sup>. В дальнейшем он был расширен земснарядом до 265 м по фронту и 2420 м<sup>2</sup> по площади. Верховая перемычка разбиралась после затопления котлована тремя земснарядами «350-50». Ко времени замыкания банкета она была с большим трудом разобрана в трех местах на протяжении 221 м с проранами общей площадью 715 м<sup>2</sup>.

Для пропуска расходов реки через незаконченные сооружения были использованы 6 пролетов водосливной плотины с пониженными на 5 м порогами и 16 глубинных водосбросов ГЭС.

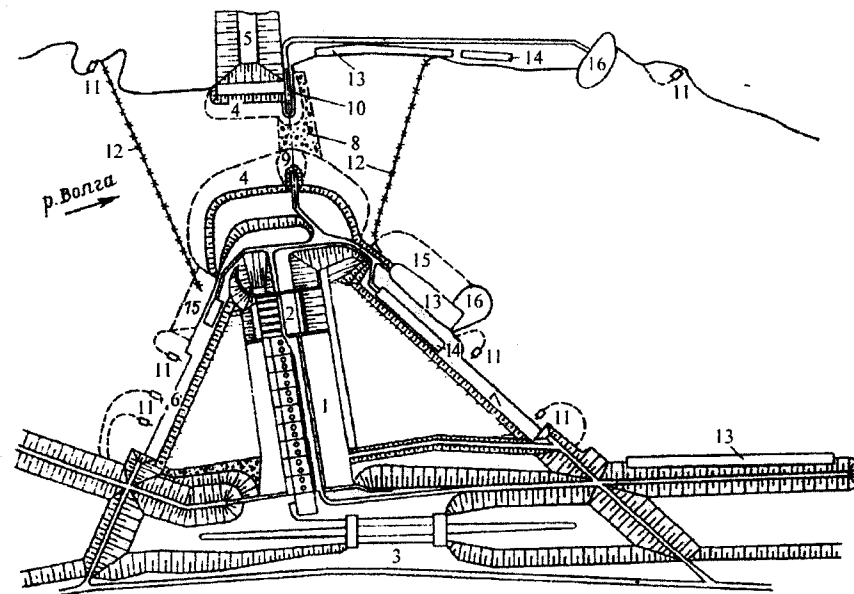


Рис. 4.8. Схема перекрытия р. Волги пионерным способом на Чебоксарской ГЭС:

1 – здание ГЭС, 2 – водосливная плотина, 3 – судоходный шлюз, 4 – русловая намывная плотина, 5 – пойменная намывная плотина, 6 – верховая перемычка, 7 – низовая перемычка, 8 – шлейф из камня, 9 – пирс из гравийно-песчаной смеси, 10 – каменный банкет, 11 – земснаряды, 12 – дюкеры; 13 – склады камня, 14 – склады бетонных кубов и тетраэдров, 15 – резерв песка, 16 – склады гравийно-песчаной смеси

Завершающий этап перекрытия – замыкание прорана – был начат утром 8 ноября при расходе в реке 3200 м<sup>3</sup>/с. Выполнялся он одновременной отсыпкой с обоих берегов каменного банкета и намывом подводной части плотины. Каменный банкет на протяжении всей 166-метровой замыкаемой части прорана формировался отсыпкой камня и бетонных массивов. Ширина его по верху составляла около 10 м. Разворотных площадок не отсыпалось. Для этой цели были использованы площадки в начале банкета. На темпах работ это, несмотря на некоторый простой машин, не отразилось (рис. 4.9).

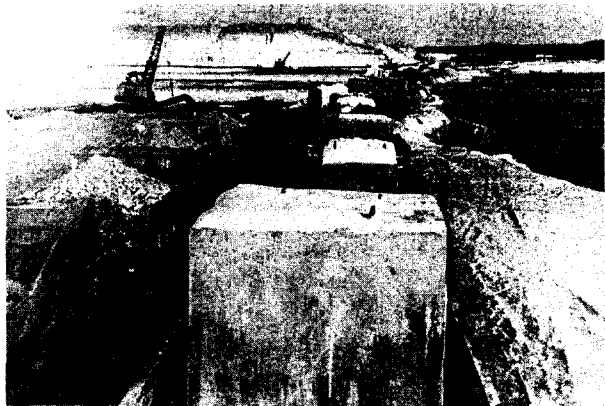


Рис. 4.9. Отсыпка банкета и намыв русловой плотины при перекрытии русла Волги пионерным способом на Чебоксарской ГЭС

По мере сужения прорана вместе с ним перемещались размывы шлейфа и дна, достигавшие 3,2 м по глубине. Заполнению их способствовал одновременный с отсыпкой банкета намыв русловой плотины.

10-11 ноября в реке началось льдо- и шугообразование, но какого-либо влияния на ход перекрытия и качество последующего намыва русловой плотины эти ледовые явления не оказали.

Замыкание прорана продолжалось 160 часов. За это время в банкет было отсыпано 80 тыс. м<sup>3</sup> камня и около 20 тыс. м<sup>3</sup> бетонных кубов и тетраэдров, а в подводную часть плотины намыто 349 тыс. м<sup>3</sup> грунта. Максимальная интенсивность отсыпки каменных материалов достигала 1100 м<sup>3</sup>/ч, а средний темп продвижения банкета составил 24 м/сут. Расход реки к моменту полного замыкания прорана снизился до 2850 м<sup>3</sup>/с, конечный перепад на банкете достиг 63 см, а скорость потока в проране 3 м/с.

На последних нескольких десятках метрах прорана банкет формировался отсыпкой преимущественно бетонных кубов и тетраэдров, так как отсыпaeмый камень полностью уносился потоком из-за малой крупности. Вследствие этого через несколько часов после окончания работ по замыканию прорана в отдельных местах начался интенсивный вынос горной массы из полостей скелета банкета. Визуально он проявился в виде больших просадок банкета, образования воронок и отдельных промоин. Создалась реальная угроза целостности банкета. Для сохранения его потребовалось немедленное возобновление интенсивной отсыпки камня и бетонных блоков [120.3].

Пионерный способ перекрытия наиболее прост по организации работ и дешев по стоимости. Он не требует каких-либо специальных сооружений. Поэтому, несмотря на значительные конечные перепады (Усть-Илимская ГЭС-3,8, Чарвакская и Уч-Курган – ская – 4,3, Вилюйская – 5,0, Токтогульская – 7,3, Ташкумырская – 9,16 и Рогунская – 10,65 м), наиболее распрост-

ранен в современном гидростроительстве. После 1960 г. русла рек на всех строившихся ГЭС перекрывались только пионерным способом.

Этот способ может быть рекомендован к применению для рек со скальным ложем при расходах до 4-6 тыс. м<sup>3</sup>/с и перепадах на банкете до 6 м; при расходах менее 250 м<sup>3</sup>/с и использовании при замыкании банкета самосвалов грузоподъемностью 40 и более тонн – при перепадах до 10 м, а для рек с размываемом ложем – при расходах до 3000-3500 м<sup>3</sup>/с и перепадах до 80 см.

**Безбанкетное перекрытие** основано на подаче в проран земснарядами такого количества грунта, которое превышает транспортирующую способность речного потока. В результате поток перенасыщается грунтом и большая часть последнего оседает в проране, создавая преграду, отклоняющую реку в новое русло. Важнейшим условием применения безбанкетного перекрытия является максимальное снижение конечного перепада путем тщательной разборки перемычек водоотводящего тракта. Этот способ целесообразен там, где имеется достаточно средств гидромеханизации, а большая часть намываемого грунта может быть уложена в тело плотины.

При использовании в качестве материала перекрытия песчаных грунтов безбанкетный способ успешно применялся на реках с расходом до 2400 м<sup>3</sup>/с, при перепадах в проране до 40 см и скоростях потока до 0,8 м/с. При намыве гравийно-песчаных смесей допустимый перепад может быть увеличен до 0,75 м, а при небольших расчетных расходах (менее 100 м<sup>3</sup>/с) и перекрытии двумя банкетами – даже до 1,5 м. При добавке же к песчаной пульпе каменного материала даже при значительном расходе (более 800 м<sup>3</sup>/с) конечный перепад может достигать до одного метра.

Первые перекрытия довольно крупных рек в нашей стране средствами гидромеханизации были осуществлены в 1951 г. Река Кура на Мингечаурской ГЭС была перекрыта при расходе 200 м<sup>3</sup>/с и перепаде 0,5 м намывом одним земснарядом при помощи экскаватора-драглайна песчано-гравелистого грунта с содержанием 23,5% мелкого гравия, а река Днестр на Дубоссарской ГЭС практически таким же материалом была перекрыта четырьмя земснарядами при расходе 107 м<sup>3</sup>/с и перепаде 0,22 м. Несколько позже намывом песчано-гравийной смеси, содержащей около 25% гравия, при расходе 1340 м<sup>3</sup>/с и перепаде 0,75 м была перекрыта Ноевская протока реки Амур глубиной 6,4 м [47, 32.2].

В 1952 году в США на ГЭС Форт-Рендол мощным земснарядом со специальной фрезой для разработки горной породы намывом 140 тыс. м<sup>3</sup> песчаного грунта с кусками известняка крупностью до 355 мм по трубопроводу диаметром 750 мм при расходе 850 м<sup>3</sup>/с и конечном перепаде 94 см за 13 дней была перекрыта река Миссури. Дно ее в проране на площади 305x300 м предварительно было защищено слоем известняка толщиной 1,8 м.

Позднее в нашей стране намывом мелких песков были перекрыты такие крупные реки, как Днепр и Волга. В 1972 г. на Каневской ГЭС безбанкетным способом

было перекрыто русло реки Днепр шириной до 450 и глубиной до 13 м. Перекрытие осуществлялось в три этапа. Сначала русло реки было сужено до 200 м, а дно замыто до глубины 6,5 м. На втором этапе при сохранении ширины прорана дно было поднято намывом еще на 3,1 м. На третьем этапе одновременным сужением прорана и уменьшением глубины его намывом четырьмя земснарядами 221,5 тыс. м<sup>3</sup> мелкозернистого песка при расходе реки 700 м<sup>3</sup>/с и конечном перепаде 0,21 м было осуществлено замыкание прорана [104.1].

В 1973 г. на Астраханском водodelителе тем же способом, но по иной схеме при расходе 2400 м<sup>3</sup>/с и перепаде 0,4 м было перекрыто русло реки Волги с максимальной глубиной в проране 11,5 м (рис. 4.10 и 4.11). Намыв мелкого песка в проран шириной около 570 м производился одновременно четырьмя земснарядами двумя банкетами со стороны правого берега с интенсивностью продвижения к левому берегу от 45 м в начальный период до 75 м в сутки на завершающем этапе. Объем поданного в проран грунта составил 795 тыс. м<sup>3</sup>, из которого 25% было унесено потоком. Продолжительность работ по перекрытию составила 12 суток [47; 50].

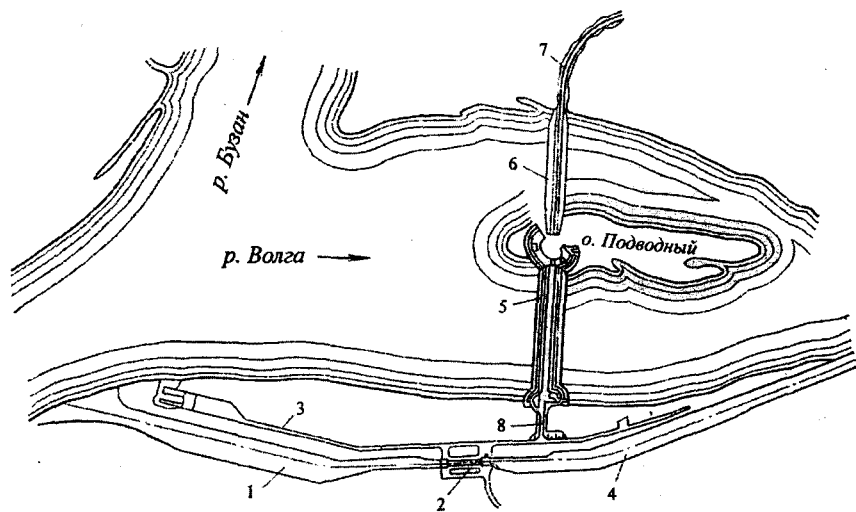


Рис. 4.10. Схема Астраханского водodelителя:

1 и 4 – верхний и нижний подходные каналы, 2 – судоходный шлюз, 3 и 7 – дамбы, 5 – бетонная плотина, 6 – русловая земляная плотина, 8 – правобережная земляная плотина

Возможность применения безбанкетного перекрытия устанавливается в каждом случае в зависимости от расходов реки, вероятного конечного перепада, наличия достаточных запасов грунтов и средств гидромеханизации для намыва их, а также от степени подготовки водоотводящего тракта. Большое влияние на принятие решения в пользу безбанкетного перекрытия часто оказывает отсутствие на стройплощадке в нужном количестве камня нужной крупности для перекрытия пионерным способом.

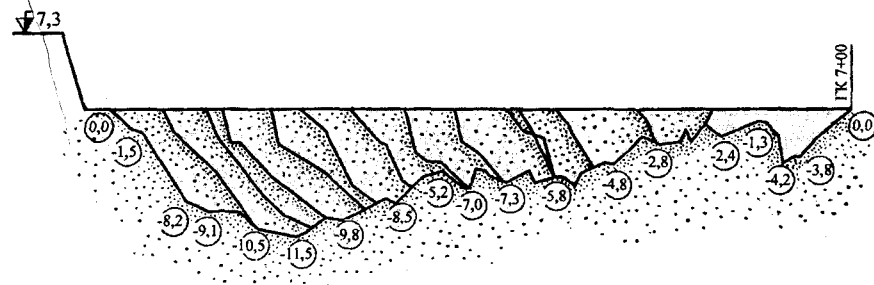


Рис. 4.11. Продольный профиль по оси перекрытого безбанкетным способом прорана и земляной плотины на Астраханском водodelителе с границами участков подводного намыва и глубинами воды при перекрытии (в кружках)

**Перекрытие массовым взрывом.** При сооружении гидроузлов в горных районах часто применяют перекрытие рек путем обрушения в русло направленным взрывом больших масс скальных пород. Условием использования этого способа является наличие на перекрываемом участке реки крутых скальных бортов или возможности создания запаса такого объема грунтовых материалов, обрушение которых в русло заполнило бы его до незатопленных отметок (рис. 4.12).

Этот способ позволяет не только перекрывать русла при практически любых перепадах, но и возводить в кратчайший срок сооружения, способные воспринимать достаточно большие напоры. Он не требует дефицитных материалов, малотрудоемок и достаточно экономичен.

Таким способом в 1953 г. была перекрыта река Кларк-Фок в США, где взрывом 29 т взрывчатых веществ (ВВ) было обрушено в русло шириной 43 м более 45 тыс. м<sup>3</sup> скальной породы. Так же перекрывались река Дез при строительстве одноименной плотины в Иране и река Вахш на строительствах Головной и Нурукской ГЭС.

Характерным примером применения этого способа является перекрытие в октябре 1967 г. русла реки Сулак на Чиркейской ГЭС. Выбор такого способа перекрытия был обусловлен расположением русла реки в глубоком узком ущелье (ширина его по урезу воды не превышала 20-30 м) с нависшими над ним в районе входного портала строительного тоннеля крупными скальными потенциально-неустойчивыми массивами (4.14). После оконтуривания одного из этих массивов объемом около 75 тыс. м<sup>3</sup> скважинами, пробуренными из двух пройденных для этой цели штолен сечением 4x4,5 м, он взрывом 42 т ВВ был обрушен в русло и образовал в нем завал из горной породы высотой более 50 м, перекрывший реку при перепаде около 15 м. Сооруженная таким образом верховая перемычка полностью обеспечила защиту котлована арочной плотины от фильтрации воды с верхнего бьефа без устройства дополнительного водонепроницаемого экрана (рис. 4.14 и 4.15).

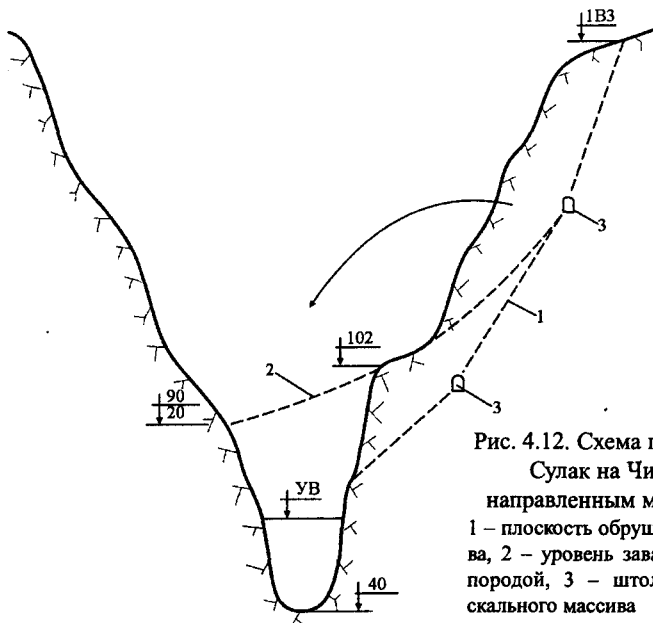


Рис. 4.12. Схема перекрытия русла р. Сулак на Чиркейской ГЭС направленным массовым взрывом:  
1 – плоскость обрушения скального массива, 2 – уровень завала русла взорванной породой, 3 – штольни для обуривания скального массива

### 4.3. Схема перекрытия и подготовка к замыканию прорана

Выбор схемы перекрытия включает рассмотрение всего комплекса вопросов, определяющих ход работ по перекрытию: выбор места расположения банкета и прорана, необходимость защиты дна прорана от размывов, порядок сужения русла, сроки подготовки водоотводящего тракта, организацию замыкания прорана и гидрологических наблюдений за ходом перекрытия; определение потребности в материалах для перекрытия и мест расположения карьеров грунта, складов камня и бетонных негабаритов; подготовку транспортных коммуникаций, сетей энергоснабжения, освещения и связи. При перекрытии фронтальным



Рис. 4.13. Потенциально-неустойчивый скальный массив в районе перекрытия русла Сулака

способом к ним добавляются вопросы, связанные с подготовкой наплавного или стационарного моста.

Положение банкета определяется характером основных сооружений и условиями перекрытия. На гидроузлах с грунтовыми русловыми плотинами каменный банкет, как правило, располагают с нижнего бьефа и используют как дренажную призму русловой плотины. При намывных плотинах и возможном замыкании прорана в период ледостава может оказаться целесообразным расположение банкета в верхнем бьефе сооружения во избежание попадания льда и шуги в зону намыва.



Рис. 4.14. Перекрытие русла р. Сулак направленным массовым взрывом на Чиркейской ГЭС



Рис. 4.15. Ущелье реки Сулак после перекрытия русла направленным массовым взрывом на Чиркейской ГЭС

В тех случаях, когда русло реки перегораживается не плотиной, а перемычками банкет обычно располагают в створе неразбираемой верхней перемычки. В подлежащих разборке перемычках банкет отсыпают со стороны котлована для возможности разборки его насухо. При перекрытии реки несколькими банкетами два из них располагают в створах верхней и нижней перемычек. Наличие в створе сооружений островов или длинного подводного канала часто способствует расположению банкета выше створа русловой плотины и уменьшению перепада при замыкании прорана.

Рижская ГЭС мощностью 384 МВт при напоре 15 м была построена в 9 км от г. Риги в составе русловой гидроэлектростанции с 6-ю агрегатами по 66 МВт, 6-пролетной водосливной плотины и ограждающей водохранилище 15-километровой земляной дамбы. Створ ее бетонных сооружений и двух русловых плотин пересекал остров Доле, деливший русло реки на два почти одинаковых рукава. Один из них, на левом берегу которого располагались бетонные сооружения гидроузла, был заблаговременно перекрыт намывной плотиной. Перекрытие же второго, по которому в период строительства пропускались строительные расходы, было произведено не в створе плотины, а в створе о. Рауши, находившимся в 1,5 км выше русловой плотины. Таким выбором створа банкета удалось снизить конечный перепад в проране с 4,6 до 1,81 м и значительно облегчить условия полного перекрытия реки (рис. 4.16 и 4.17).

Сложность работ по перекрытию реки определяется мощностью потока в проране. Для уменьшения ее на заключительном этапе перекрытия проран рекомендуется располагать на менее глубоком участке русла или искусственно уменьшать глубину прорана заблаговременной отсыпкой негабаритов с плавучих средств.

На реках с размываемым ложем при разработке схемы перекрытия определяют (по аналогам или лабораторными исследованиями) толщину и границы отсыпки каменного шлейфа для защиты дна прорана от размыва. Толщину шлейфа принимают с учетом крупности имеющегося камня и метода отсыпки его под воду. Минимальная толщина отсыпки должна составлять не менее  $3d_{cp}$  (где  $d_{cp}$  – средний размер камня). При отсыпке с барж бульдозерами ее назначают не менее 1,0 м, а при отсыпке камня с саморазгружающихся барж или со льда – не менее 2,0 м [47].

Замыканию прорана, как правило, предшествует предварительное сужение русла с целью сокращения продолжительности заключительного этапа перекрытия и потребности в материалах. При относительно небольших скоростях течения реки предварительное сужение русла выполняют намывом или отсыпкой подводной части береговых участков русловой плотины. Торцы их нередко защищают от размыва призмами из гравийно-песчаной смеси или камня. При наличии достаточного количества камня и значитель-

ных скоростях течения в реке сужение русла выполняют отсыпкой береговых участков банкета из камня. Отметку гребня этих участков назначают с учетом наибольшего подъема воды при замыкании прорана. Ширину банкета принимают не менее 10 м. При большой длине таких участков на них через 50-60 м устраивают разворотные площадки.

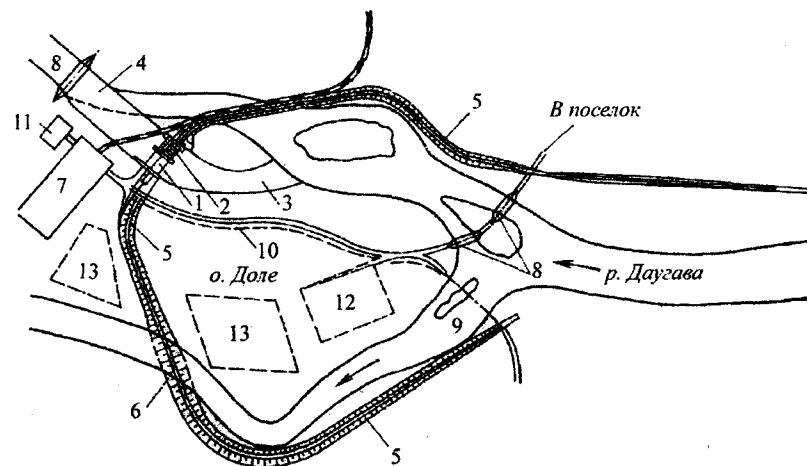


Рис. 4.16. Схема перекрытия р. Даугавы на Рижской ГЭС: 1 – здание ГЭС, 2 – водосливная плотина, 3 – подводный канал, 4 – отводящий канал, 5 – береговые плотины, 6 – русловая намывная плотина, 7 – производственная база строительства, 8 – перемычка, 9 – створ банкета для перекрытия русла реки, 10 – дамба обвалования для пуска 1-го агрегата, 11 – резерв камня, 12 – карьер гравийной массы, 13 – карьер песка для гидромеханизации



Рис. 4.17. Перекрытие р. Даугавы пионерным способом на Рижской ГЭС с использованием бетонных негабаритов весом до 10 тонн

Предварительное сужение русла начинают обычно сразу после прохождения весеннего половодья и заканчивают ко времени затопления котлована и раскрытия перемычек. Ход этих работ определяется гидрологическими условиями реки. На судоходных реках он тесно увязывается с требованиями судоходства.

Возможность и условия перекрытия русла зависят от готовности водотока. Поэтому в схеме перекрытия реки из комплекса относящихся к этой проблеме вопросов прежде всего рассматривают вероятные сроки и методы затопления котлована и разборки перемычек.

Дата затопления котлована зависит от трех факторов: готовности сооружений (подводящего и отводящего каналов, здания ГЭС, плотины и отверстий в них для пропуска отводимого из русла потока), времени прохождения в реке расходов, близких к расчетному для замыкания прорана; и времени, необходимого для разборки перемычек. При этом сроки готовности основных сооружений определяют по календарному плану и корректируют в зависимости от фактического состояния работ, а время прохождения нужного для перекрытия расхода принимают по годовому гидрологическому прогнозу.

Разборку перемычек, как правило, выполняют в два этапа. На первом этапе производят предварительную разборку (обужение) их без затопления котлована. Эти работы обычно начинают сразу после спада весеннего паводка. Предварительную разборку каменно-земляных перемычек выполняют экскаваторами из котлована насухо. Земляные перемычки могут разбираться как из котлована насухо, так и со стороны реки – земснарядами. При этом ко времени затопления котлована удаляется вся верхняя часть перемычек (до межженных отметок в реке) и та часть основания их, которая не нужна для восприятия напора (см. рис. 5.28).

На втором этапе к началу замыкания прорана разбирают оставшуюся часть перемычек в объеме, обеспечивающим возможность полного перекрытия русла. Разборку перемычек на этом этапе выполняют в зависимости от их конструкции земснарядами, экскаваторами типа «драглайн» или «обратная лопата».

При затоплении котлована с земляными перемычками для их разборки часто используют размывающую способность потока после устройства в перемычке посредством взрыва небольшого прорана. На Чебоксарской ГЭС, например, таким образом удалось в течение одного часа сделать в низовой перемычке проран шириной 167 м и площадью около 1400 м<sup>2</sup>. Для предотвращения заиливания порогов затворов отсасывающих труб в таких случаях обычно котлован перед взрывом перемычки подтапливают, закачивая воду земснарядами.

К началу закрытия прорана на большинстве гидроузлов, как правило, удавалось создать в перемычках лишь минимальные прорезы, величиной которых и определялся конечный перепад на банкете и трудность перекрытия (табл. 4.1). Поэтому раскрытие перемычек продолжают и в период закрытия прорана. При разборке земляных перемычек весь грунт, как правило, направляется в русловую плотину.

Таблица 4.1

Фактические перепады при перекрытии рек на сооружениях водотока, см

ГЭС	Верховая перемычек	Бетонные сооружения	Низовая перемычка	Общий	% перепада на перемычках
Бухтарминская	142	2	59	203	99
Куйбышевская	101	20	72	193	90
Чебоксарская	34	13	14	61	79
Нижнекамская	10	14	14	39	61
Волгоградская	21	127	2	192	13

В схеме перекрытия должна быть определена необходимая крупность камня и негабаритов для отсыпки банкета, а также потребность во всех видах каменных материалов и песках для намыва русловой плотины, установлены места их складирования и возможные карьеры, намечены наиболее удобные подъезды, схема энергоснабжения и освещения рабочих мест. При перекрытии русла фронтальным способом дополнительно рассматриваются вопросы сборки и наведения наплавного или устройства стационарного моста.

На гидроузлах со скальными основаниями потребность в материалах для банкета всегда с избытком удовлетворяется и по количеству, и по крупности камня разработкой отвалов горной массы из полезных выемок. На равнинных ГЭС с размываемым ложем и намывными плотинами камень, как правило, поставляется с отдаленных карьеров, а бетонные кубы и тетраэдры изготавливают на стройплощадке. При этом сверх расчетного объема рекомендуется предусматривать резервный объем камня и негабаритов до 20% расчетной их потребности.

Склады камня и негабаритов располагают как можно ближе к месту перекрытия в увязке с принятой схемой отсыпки банкета. Наиболее целесообразным является расположение их (когда это возможно по рельефу местности) на обоих берегах, что дает возможность встречной отсыпки банкетов с максимальной интенсивностью.

При размещении складов необходимо обеспечивать достаточный фронт погрузки и надежный проезд к ним по сооружениям гидроузла с кольцевым или двухсторонним движением транспорта. Места складирования материалов для перекрытия, проезды по сооружениям и подъезды к



банкету должны иметь освещение, достаточное для круглосуточного выполнения работ.

Для погрузки камня, как правило, используют экскаваторы с ковшом возможно большей емкости – ЭЖГ-4,6 и Э-2506. Для перевозки камня и негабаритов – автосамосвалы повышенной грузоподъемности. На гидроузлах с мягким основанием обычно применяют автосамосвалы грузоподъемностью 8-12 т. При скальном основании и отсутствии опасения разбить автодороги – БелАЗ-540 и БелАЗ-549 грузоподъемностью, соответственно, 27 и 40 т (рис. 4.16)

В схеме перекрытия обязательно предусматривают регулярное проведение в процессе всего периода работ инженерно-гидрологических наблюдений: за уровнями воды в створах разбираемых перемычек, прорана и бетонных сооружений; за скоростью течения воды в проране; за размывами русла; за шириной прорана и ходом отсыпки банкета; за состоянием отводящего тракта и ходом разборки перемычек; за изменением гидравлического и ледового режима реки и др.

Наблюдения за стеснением русла и креплением дна производятся периодически через заданные отрезки времени. Наблюдения за процессом замыкания прорана ведутся с интервалом в несколько часов. Результаты их немедленно доводятся до производителей работ.

#### 4.4. Организация работ по замыканию прорана

Завершающая операция перекрытия русла – замыкание прорана является наиболее ответственной и требует максимальной оперативности. Выполнение ее занимает от нескольких часов до двух недель. На Чиркейской ГЭС перекрытие массовым взрывом продолжалось менее трех часов, на Астраханском водodelителе при безбанкетном способе – 12 суток, а на Чебоксарской ГЭС – две недели. Успех работ в этот период зависит от качества отсыпаемого материала, интенсивности отсыпки банкета и четкости организации работ.

Размер и количество требуемого для отсыпки в этот период камня определяется расчетом заблаговременно. Методика такого расчета приведена ниже. В случае неудовлетворительного качества камня перекрытие русла, как показал опыт перекрытия Волги на Чебоксарской ГЭС, все же возможно при наличии бетонных кубов и тетраэдров в объеме, достаточном для создания скелета банкета.

Важнейшее значение при замыкании прорана имеет интенсивность отсыпки камня и непрерывность работ, которые в этот период ведутся круглосуточно с максимальным напряжением. Наблюдавшаяся на практике интен-

сивность отсыпки банкетов составляла: при фронтальном способе – 800-1200 и пионерном – 400-630 м<sup>3</sup>/ч.

Для обеспечения высоких темпов отсыпки банкета как показывает практика, необходимо:

ширину банкета по гребню принимать перед прораном не менее 16 м – для обеспечения возможности разворота машин, а в проране – не менее 10 м для разъезда машин;

закрытие прорана при возможности вести отсыпкой банкета с обоих берегов;

использовать для транспорта материалов автосамосвалы возможно большей грузоподъемности (опыт перекрытия Даугавы на Рижской ГЭС, например, показал, что при отсыпке банкета автосамосвалами БелАЗ-540 и КРАЗ-256 с одинаковой интенсивностью подачи материалов у последних скорость продвижения его была существенно меньше);

автосамосвалы для перевозки кубов и тетраэдров необходимо оборудовать предохранительными цепями против обрыва кузовов;

на банкете в месте разгрузки автосамосвалов постоянно иметь высокоманевренный бульдозер (типа Т-100 или ДЭТ-250) и энергичного сообразительного регулировщика из числа ИТР или бригадиров;

провести инструктаж и предварительную стажировку по порядку работы на перекрытии всех водителей автосамосвалов и регулировщиков;

организовать регулярное проведение инженерно-гидрологических наблюдений за ходом перекрытия и гидравлическим режимом реки и своевременное информирование о них руководителя работ и персонала перекрытия. для оперативной корректировки хода работ и устранения критических ситуаций;

для уменьшения разноса материалов повышать шероховатость дна предварительной отсыпкой крупногабаритного материала (с барж или со льда) или заблаговременной установкой упорных свай в пробуренные скважины;

отсыпку материалов при больших удельных расходах в проране вести в строго определенном порядке.

Обычно сначала отсыпают рядовой камень, затем бетонные массивы и по выходе их из воды – снова рядовой камень. Для экономии негабаритов отсыпку их следует вести узким фронтом с ВБ. Наиболее тяжелые негабариты целесообразно сбрасывать в низовой клин банкета, а в пространство между негабаритами отсыпать рядовой камень. Хорошие результаты для формирования банкета дает использование габионов – металлических сеток с камнем. Конкретная последовательность отсыпки крупного и мелкого материала и размещение негабаритов должны уточняться на месте регулировщиком с учетом складывающейся ситуации.



Высокая интенсивность отсыпки банкета на узком фронте возможна только при хорошей организации работ. Такая организация достигается путем формирования на стройке на время работ по перекрытию реки специального подразделения с включением в него наиболее опытных ИТР, механизаторов и транспортников и проведением с персоналом этого подразделения специальных тренировочных занятий. Этим достигается знание каждым исполнителем его роли и места в процессе работ.

#### 4.5. Гидравлический расчет перекрытия

В современном гидростроительстве наибольшее распространение получили два способа перекрытия рек: фронтальный и пионерный. Методика расчета перекрытия фронтальным способом с учетом фильтрации и аккумуляции части расхода реки разработана С.В.Избашем и его учениками. С дополнениями П.В.Бородина она приведена в [34; 47, 50; 0.7]. Последовательность выполнения и численный пример расчета перекрытия фронтальным способом изложены в «Справочнике по гидравлическим расчетам» П.Г. Киселева.

Фронтальный способ перекрытия рек, однако, из-за большей стоимости и трудоемкости в современном гидростроительстве применяется редко. На подавляющем числе строящихся ГЭС русла рек перекрывают пионерным способом. Поэтому наибольший интерес представляет расчет пионерного перекрытия. Наиболее часто применяемая методика расчета перекрытия пионерным способом приведена в [34]. Она состоит в следующем.

1. *Определяют конечный перепад  $Z_{кон}$  после смыкания банкета и прекращения фильтрации через него, пренебрегая скоростью подхода при  $Q_{пр} = 0$  и  $Q_{от} = Q_{п}$ .*

При секционировании русла:

$$Z_{кон} = Z_{ок} + Z_{нп} + Z_{кнб} + Z_{бс} + Z_{квб} + Z_{вп} + Z_{пк}, \quad (4.1)$$

где  $Z_{ок}$  – перепад в отводящем канале,  $Z_{нп}$  – перепад в прорези низовой перемычки,  $Z_{кнб}$  – перепад котловане плотины с НБ,  $Z_{бс}$  – перепад на бетонных сооружениях,  $Z_{квб}$  – перепад в котловане плотины с ВБ,  $Z_{вп}$  – перепад в прорези верховой перемычки,  $Z_{пк}$  – перепад в подводящем канале.

При пропуске расходов по строительным тоннелям:

$$Z_{кон} = Z_{макс} = УВБ - УНБ, \quad (4.2)$$

$$УВБ = ПНП + H, \quad (4.3)$$

$$H = [Q_{п} / mb \sqrt{2g}]^{2/3}. \quad (4.4)$$

2. *Задаются крупностью материала наброски  $D$ , соответствующим ему коэффициентом турбулентной фильтрации  $K$  (по табл. 4.2 или по формуле 4.4) и определяют предельную скорость потока в проране  $V_p$ , при которой нарушается устойчивость наброски:*

$$D = 1,24 W^{1/3}, \quad (4.5)$$

$$K = n (20 - A/D) \cdot \sqrt{D}, \quad (4.6)$$

$$V_p = Y \sqrt{2g(\gamma_1 - \gamma) / \gamma} \cdot \sqrt{D}, \quad (4.7)$$

где  $D$  – диаметр камня, приведенный к шару,  $W$  – средний объем камня,  $n$  – пористость наброски, принимаемая равной 0,4-0,75,  $A = 5-14$ ,  $Y = 0,86-0,9$  – коэффициент устойчивости камня на сдвиг,  $\gamma_1$  и  $\gamma$  – вес, соответственно, единицы объема камня и воды.

3. *Определяют среднюю ширину прорана  $B_{ср}$  в момент смыкания банкета по дну при заложении откосов  $m_{ср} = 1,25$  и  $Z_{кон}$ .*

$$B_{ср} = m_{ср} H(1 - \Delta Z/H). \quad (4.8)$$

Таблица 4.2  
Коэффициент турбулентной фильтрации для наброски  $K$ , см/с

Вид материала	Вес элемента наброски при $\gamma_1 = 2,4 \text{ т/м}^3$ , кг								
	1,36	10,5	80	160	500	1000	3000	5000	10000
	Эквивалентный диаметр $D$ , см								
	10	20	40	50	75	90	130	160	200
Камень, $n = 0,4$	3,5	34,5	50	57	69	-	-	-	-
Кубы, $n = 0,75$	-	-	61	68	83	93	110	120	136
Тетраэдры, $n = 0,5$	-	-	-	76	93	100	120	140	150

4. *Определяют фильтрационный расход  $Q_{ф}$  через банкет при  $Z_{кон}$ :*

$$Q_{ф} = K(B_p - B_{ср})(h_6 + Z) \sqrt{i_{ф}}, \quad (4.9)$$

$$i_{ф} = Z / [2m_{ср}(h_6 + Z) + b_{гр}], \quad (4.10)$$

где  $K$  – коэффициент турб. фильтрации, принимаемый по табл. 4.2 или формуле (4.6)

5. Строят кривую расходов  $\Sigma Q = f(Z)$  путем суммирования расходов  $Q_{от}$ ,  $Q_{пр}$ ,  $Q_{ф}$ . Все вычисления ведут, задаваясь перепадом  $Z$  (при секционировании русла перепады  $Z$  назначают по отводящему тракту, задаваясь величиной  $Q_{от}$ ).

Кривую расходов в проране строят по формулам:

$$Q_{пр} = m B_{ср} \sqrt{2g \cdot H_0^3}, \quad (4.11)$$

где  $m$  – коэффициент расхода, который находят по графику (2.21) или по формуле:

$$m = (1 - Z/H_0) \sqrt{Z/H}, \quad (4.12)$$

при  $Z/H < 0,35$ , а при  $Z/H \geq 0,35$   $m$  принимают равным 0,385.

Кривую фильтрации через банкет  $Q_{ф}$  строят по формулам (4.9) – (4.10), а кривую расходов через отводящий тракт  $Q_{от}$  – по формулам пропуска строительных расходов главы 3. Все расчеты ведут в форме таблицы (см. табл. 4.3).

Таблица 4.3

$Z$	$Q_{от}$	$H = h_6 + Z$	$Z/H$	$m$	$\sqrt{i_{ф}^*}$	$\Delta Z/H$	$B_{ср} = m_{ср} H (1 - \Delta Z/H)$	$B_{ср} \cdot B_{ср}$	$Q_{ф}$	$Q_{пр}$	$\Sigma Q$
м	м <sup>3</sup> /с	м	-	-	-	-	м	м	м <sup>3</sup> /с	м <sup>3</sup> /с	м <sup>3</sup> /с

6. По кривой расходов определяют перепад  $Z$  в проране в момент смыкания банкета по дну для расчетного расхода перекрытия  $Q$ .

7. Определяют скорость в проране при смыкания банкета по дну по формуле:

$$V = Q_{пр} / [B_{ср} H (1 - \Delta Z/H)]. \quad (4.13)$$

8. Определяют необходимый для закрытия прорана диаметр камня  $D$  по формуле:

$$D = \{V / [0,86 \sqrt{2g(\gamma_1 - \gamma) / \gamma}]\}^2. \quad (4.14)$$

и сравнивают его с принятым в начале расчета. При значительном отклонении найденного  $D$  от принятого в начале расчета производят расчет второго приближения.

9. Определяют объем материалов, необходимый для замыкания прорана.

10. Для этапа выдвигания дамб при  $B_{ср} > B_{смык}$  расчет  $B_{ср}$ ,  $V$  и  $Z$  при соответствующем значении  $Z < Z_{смык}$  производят аналогичным путем. При этом для каждого значения  $Z$  подбором с построением кривой  $\Sigma Q = f(B_{ср})$  находят такое  $B_{ср}$ , при котором удовлетворяется условие  $Q_{п} = Q_{пр} + Q_{ф} + Q_{от} + Q_{ак}$ .

Численный пример расчета пионерного перекрытия изложенным способом приведен в [34].

Величина перепада в проране банкета при пионерном перекрытии прямо зависит от состояния водоотводящего тракта. Поэтому наиболее логичным расчетом перекрытия пионерным способом представляется расчет с определением перепада в проране по отводящему тракту, приведенный В.С. Эрстовым в [50]. С коррективами авторов в части нахождения фильтрационного расхода и крупности отсыпаемого в банкет материала он позволяет определять для любой стадии работ прямым счетом ( без метода подбора) с учетом реального состояния водоотводящего тракта все параметры перекрытия русла и допускает оптимизацию использования имеющихся на стройплощадке материалов для банкета.

Расчет этим способом выполняется по этапам, определяемым величиной переключаемого на отводящий тракт расхода  $Q_{от}$ , в следующем порядке (рис. 4.18 и 4.19).

1. Намечают расчетные этапы перекрытия. Обычно они соответствуют расходам отводящего тракта  $Q_{от}$ , равным  $0,1Q_p$ ,  $0,25Q_p$ ,  $0,5Q_p$ ,  $0,75Q_p$  и  $Q_p - Q_{ф}$ .

2. Расчетный расход перекрытия  $Q_p$  каждого этапа распределяют на расходы: через проран –  $Q_{пр}$ , через основные сооружения –  $Q_{от}$ , фильтрационный через банкет –  $Q_{ф}$  и аккумулируемый в ВБ –  $Q_{ак}$ .

$$Q_p = Q_{пр} + Q_{от} + Q_{ф} + Q_{ак}.$$

3. Определяют величину каждого расхода для всех этапов расчета. При невозможности вычислить численное значение его, составляют уравнение с несколькими неизвестными.

Расход на аккумуляцию  $Q_{ак}$  принимают на основании наблюдений за рядом перекрытий по приводимой ниже шкале:

$Q_{от} / Q_p$	-	0,1	0,25	0,5	0,75	0,9	1,0
$Q_{ак} / Q_p$	-	0,05	0,1	0,15	0,2	0,05	0.

При медленной отсыпке банкета или малой аккумулирующей емкости русла  $Q_{ак}$  не учитывают.

Расход через проран  $Q_{пр}$  выражают формулами (4.11) и (4.12) при

$$Z = H - h_{нб}, \quad (4.15)$$

$$H_0 = H - V_0^2 / 2g, \quad (4.16)$$

где  $H$  – геометрический напор,  $m$  – коэффициент расхода,  $Z$  – перепад в проране,  $V_0$  – бытовая скорость в русле при расходе перекрытия,  $h_{нб}$  – глубина воды в нижнем бьефе за banquetом.

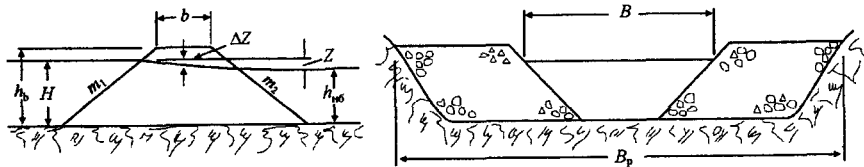


Рис. 4.18. Схема к расчету пионерного перекрытия

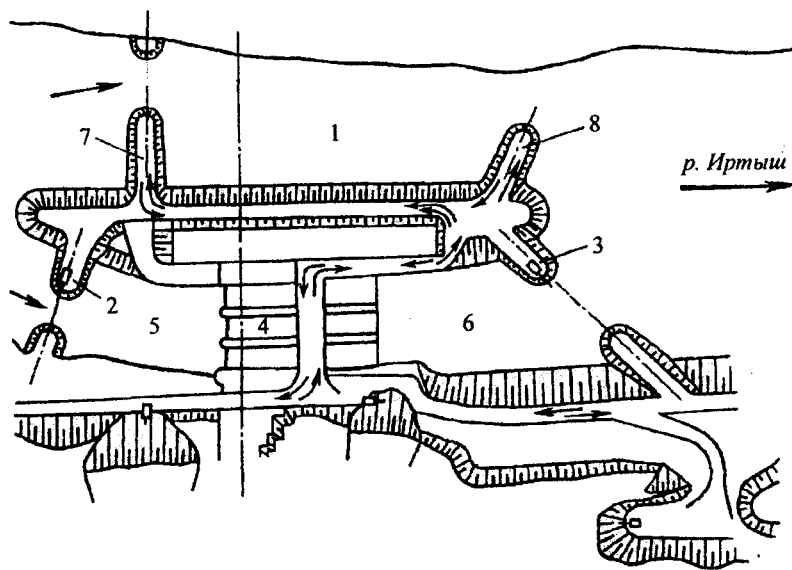


Рис. 4.19. Схема перекрытия р. Иртыш на Бухтарминской ГЭС пионерным способом при пропуске строительных расходов секционированием русла: 1 – перекрываемое русло; 2 – ВП – верхняя перемычка, 3 – НП – нижняя перемычка, 4 – БС – бетонные сооружения – гребенка водосливной плотины, 5 и 6 – Квб и Кнб – соответственно, котлованы верхнего и нижнего бьефов плотины; 7 и 8 – верхней и нижней banquetы перекрытия

Расход на фильтрацию  $Q_\phi$  через banquet находят из формул:

$$Q_\phi = \Sigma(h_{нб} + Z) \sqrt{i_\phi} K_i \Delta L_i = (h_{нб} + Z) \sqrt{i_\phi} \Sigma K_i \Delta L_i,$$

$$i_\phi = Z / [2m_{cp}(h_{нб} + Z) + b],$$

$$K = n(20 - A/D) \sqrt{D},$$

где  $i_\phi$  – средний гидравлический уклон фильтрационного потока,  $\Delta L$  – длина участка banquetа на соответствующем этапе перекрытия;  $n$  – пористость наброски, принимаемая 0,4 для камня, 0,75 для кубов и 0,5 для тетраэдров;  $m_{cp}$  – среднее заложение откосов banquetа,  $A$  – коэффициент равный для равного камня 5, а для камня круглой формы 14;

4. Для каждого  $Q_{от}$  находят полную величину перепада  $Z$ , в отводящем тракте.

При пропуске строительных расходов секционированием русла перепад  $Z$  равен сумме перепадов в отводящем канале, в прорези низовой перемычки, в котловане с нижнего бьефа, на бетонных сооружениях, котловане с верхнего бьефа, в прорези верхней перемычки и в подводящем канале, определяемый по формуле (4.1):

$$Z = Z_{ок} + Z_{нп} + Z_{кнб} + Z_{бс} + Z_{квб} + Z_{вп} + Z_{пк},$$

$$Z_{ок} = I_{ок} L_{ок} = Q_{от}^2 / (\omega_{ок}^2 C_{ок}^2 R_{ок}), \quad (4.17)$$

где  $I_{ок}$ ,  $L_{ок}$ ,  $\omega_{ок}$ ,  $C_{ок}$ ,  $R_{ок}$  – соответственно, уклон, длина, живое сечение, коэффициент Шези и гидравлический радиус отводящего канала (при коэффициенте шероховатости  $n = 0,03$ ).

$$Z_{нп} = V_{нп}^2 / (\varphi^2 2g) - V_{кнб}^2 / 2g, \quad (4.18)$$

где  $V_{нп} = Q_{от} / (b_{нп} h_{нп}) = Q_{от} / \omega_{кнб}$ , а  $b_{нп}$  и  $h_{нп}$  – ширина и глубина прорези в низовой перемычке;  $\omega_{кнб}$  – сечение котлована в НБ,  $\varphi = 0,85$  – коэффициент скорости.

Перепады в котловане с нижнего и верхнего бьефов на основании ряда наблюдений за перекрытиями принимают  $Z_{кнб} = Z_{квб} = 0,02-0,03$  м.

Перепад на бетонных сооружениях определяют из формулы подтопленного водослива с широким порогом:

$$Z_{бс} = [Q_{от} / (\varphi \epsilon n b h_n)]^2 \quad (4.19)$$

$$\text{или по формулам } Z_{бс} = H - h_n; \quad H_0 = H + V_{квб}^2 / 2g; \quad (4.20)$$

где  $H$  определяют из формуле  $Q_{от} = m b_c \sqrt{2g} H_0^{3/2} \sigma_n$ , а  $V_{квб} = Q_{от} / \omega_{квб}$  при:  $V_{квб}$  и  $\omega_{квб}$  – скорость и живое сечение потока в котловане ВБ;  $\sigma_n$  – принимают по зависимости:

$h_0 / H_0$	0,7	0,8	0,85	0,90	0,95	0,96	0,97	0,99
$\sigma_{\text{п}}$	1,0	0,928	0,855	0,739	0,532	0,499	0,436	0,257

$$Z_{\text{вп}} = V_{\text{вп}}^2 / (\varphi^2 2g) - V_{\text{квб}}^2 / 2g, \quad (4.21)$$

где  $V_{\text{вп}} = Q_{\text{от}} / (b_{\text{вп}} h_{\text{вп}})$  – скорость течения в прорези верховой перемычки;  
 $b_{\text{вп}}$  и  $h_{\text{вп}}$  – ширина и глубина прорези;

$$Z_{\text{пк}} = I_{\text{пк}} L_{\text{пк}} = Q_{\text{от}}^2 / (\omega_{\text{пк}}^2 C_{\text{пк}}^2 R_{\text{пк}}), \quad (4.22)$$

где  $I_{\text{пк}}$ ,  $L_{\text{пк}}$ ,  $\omega_{\text{пк}}$ ,  $C_{\text{пк}}$ ,  $R_{\text{пк}}$  – уклон, длина, живое сечение, коэффициент Шези и гидравлический радиус подводящего канала.

Вычисленные для различных значений  $Q_{\text{от}}$  перепады сводят в таблицу (см. табл 4.4).

Таблица 4.4

$Q_{\text{от}}$	$Z_{\text{ок}}$	$Z_{\text{цп}} + Z_{\text{квб}}$	$Z_{\text{бс}}$	$Z_{\text{квб}} + Z_{\text{вп}}$	$Z_{\text{пк}}$	$Z = \Sigma Z$	Отметка НБ	Отметка ВБ

При пропуске расходов по строительному тоннелю или трубам величина перепада на банкете может быть определена как разность между уровнями воды у верхового и низового порталов тоннеля, рассчитанного по формуле водослива с широким порогом:

$$Z = \text{УВБ} = \text{ПВП} + H,$$

$$\text{УВБ} = \text{ПВП} + H,$$

$$H = [Q_{\text{от}} / (mb)]^{2/3} \cdot \sqrt{2g}.$$

5. Определяют ширину прорана  $B$  в предположении отсутствия фильтрации через банкет для каждого этапа перекрытия из формулы водослива с широким порогом, а также длину участков банкета  $\Delta L$ , отсыпаемых на расчетных этапах:

$$B = (Q_{\text{пр}} + Q_{\text{ф}}) / m \sqrt{2g} H_0^2; \quad (4.23)$$

$$\Delta L_i = L_p - \Sigma \Delta L_{i-1} - B_i. \quad (4.24)$$

6. Находят скорость в проране  $V_{\text{пр}}$  и размер камня  $D$  для отсыпки банкета на расчетном этапе по формулам:

$$V = Q_{\text{пр}} / HB(1 - \Delta z / H), \quad (4.25)$$

$$\text{для камня при } \gamma_{\text{каменя}} = 2,6 / \text{м}^3 \text{ D } 0,04 \text{ V}^2, \quad (4.26)$$

$$\text{для бетонных кубов } a = 0,03 \text{ V}^2, \quad (4.27)$$

$$\text{для тетраэдров } a = 0,055 \text{ V}^2, \quad (4.28)$$

где  $a$  – сторона куба или тетраэдра.

Значения  $\Delta z / H$  при определении скорости принимают по рис. 4.20 или равными:

$Z / H$	0,05	0,1	0,15	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
$\Delta z / H$	0,04	0,07	0,1	0,13	0,18	0,22	0,23	0,23	0,23

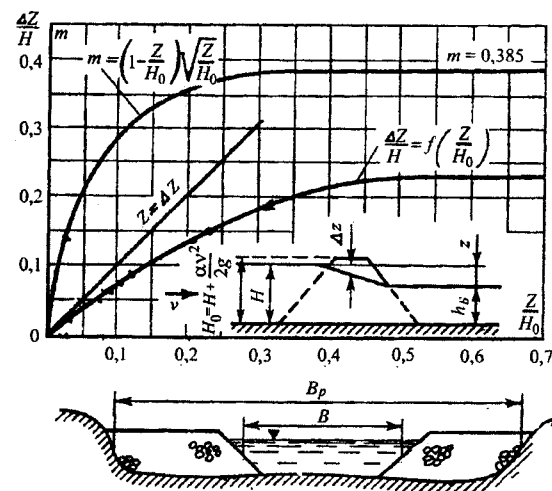


Рис. 4.20. График для определения коэффициента расхода  $m$  и отношения  $Z/H$  при расчете перекрытия русел пионерным способом

7. Определяют фильтрационный расход через банкет  $Q_{\text{ф}}$  по формулам (4.9-4.10).

8. Определяют наибольший расход  $Q_{\text{от}}$  с учетом фильтрации через банкет и конечный перепад  $Z_{\text{кон}}$  при полном замыкании прорана по формулам (4.18; 4.19; 4.20; 4.21, 4.22) и формуле:

$$\text{макс } Q_{\text{от}} = Q_{\text{ф}} - Q_{\text{ф}}, \quad (4.29)$$

9. Определяют среднюю ширину прорана  $B_{\text{ср}}$  в момент смыкания банкета по дну при  $Z_{\text{кон}}$  по формуле (4.8):

$$B_{cp} = m_{cp} H (1 - \Delta Z/H).$$

10. Определяют расчетный перепад в проране  $Z_{смык}$  при сомкнутом по банкете путем построения суммарной кривой расходов  $\Sigma Q = Q_{от} + Q_{ф} + Q_{пр}$  в зависимости от задаваемых перепадов. Вычисления выполняют по формулам 4.8; 4.9 и 4.11. в форме табл. 4.5.

Таблица 4.5

Z	$Q_{от}$	$H = h_6 + Z$	$Z/H_0$	m	$\sqrt{i_{ф}}$	$\Delta Z/H$	$B_{cp}$	$B_p - B_{cp}$	$Q_{ф}$	$Q_{пр}$	$\Sigma Q$

11. Определяют скорость в проране в момент смыкания банкета по дну формуле:

$$V = Q_{пр} / [B_{cp} H (1 - \Delta Z/H)].$$

12. Определяют крупность отсылаемого на заключительном этапе перекрытия материала по формулам (4.26; 4.27; 4.28).

13. Определяют объем материала  $\Delta W$ , отсылаемого в проран за время расчетного этапа:

$$\Delta W = (b + m_{cp} h_6) h_6 \Delta B, \quad (4.30)$$

$b$  – ширина банкета по гребню,  $m_{cp}$  – среднее заложение откосов,  $h_6$  – высота банкета (высоту банкета обычно принимают на 1,0-1,5 м больше  $H$ ),  $\Delta B$  – изменение ширины прорана при изменении  $Q_{от}$ .

На реках с большой шириной русла для более точного распределения объемов отсыпки банкета по этапам иногда бывает целесообразно определять ширину проранов  $B$  при наличии фильтрации через банкет и уточнять длину участков банкетов  $\Delta L$ , перекрывающих прораны на расчетных этапах, по формулам:

$$Q_{пр} = Q_p - Q_{от} - Q_{ф}; \quad (4.31)$$

$$B = Q_{пр} / m \sqrt{2g} H^{3/2};$$

$$\Delta L_i = L_p - \Sigma \Delta L_{i-1} - B_i. \quad (4.32)$$

14. Определяют время  $\Delta t$  наброски этого объема при интенсивности  $m^3/ч$  и время наброски 1 м банкета  $T_1$ , ч по формулам:

$$\Delta t = \Delta W / И, \quad (4.33)$$

$$T_1 = (b + m_{cp} h_6) h_6 / И. \quad (4.34)$$

15. Суммируя  $\Delta t$  по всем этапам, определяют полное время  $T$  закрытия прорана.

Расчеты ведут в форме табл. 4.6.

Таблица 4.6

$Q_{от}$	$Q_{ак}$	$Q_p - Q_{ак}$	$Q_{пр} + Q_{ф}$	Z	H	$H_0$	$h_{сб}$	B	B	$Q_{пр}$	$Q_{ф}$	$\Delta Z$	$\Delta B$	$\Delta W$	$\Delta t$

Пример расчета перекрытия пионерным способом. Расчет выполняем на примере перекрытия русла р. Иртыша в створе Бухтарминской ГЭС при следующих исходных данных (рис. 4.18):

ширина перекрываемого сжатого перемычками русла – 110 м, отметка дна – 327,5 м;

отводящий тракт – гребенка водосливной плотины из трех пролетов по 18 м с порогом на отм. 329 м;

ширина котлована плотины в нижнем бьефе – 70 м, в верхнем бьефе – 68 м, отметка дна – 329 м;

раскрытие перемычек: вначале перекрытия – по 40 м, в конце перекрытия – по 60 м; расчетный расход перекрытия –  $Q_p = 1060 \text{ м}^3/\text{с}$ , бытовая скорость в реке –  $V_0 = 0,75 \text{ м/с}$ ;

кривая расходов  $Q = f(H)$  принята с учетом подтопления створа водохранилищем Усть-Каменогорской ГЭС и представлена в виде табл. 4.7. В при расходе перекрытия составляет 335,35 м).

Таблица 4.7

$Q, \text{ м}^3/\text{с}$	0	400	600	800	1000	1500	2000	3000	4000
УВ, м	335,0	335,1	335,15	335,22	335,3	335,57	335,90	336,66	337,4

Расчет выполняем для 5 этапов работ, характеризуемых величиной расхода через отводящий тракт  $Q_{от}$ , равной  $0,1Q_p$ ,  $0,25Q_p$ ,  $0,5Q_p$ ,  $0,75Q_p$ ,  $Q_p$  – и наибольшему расходу при замыкании прорана. Все вычисления ведутся в табл. 4.8; 4.9 и 4.10.

1. Расчетный расход перекрытия на каждом этапе  $Q_p$  распределяем на три части:  $Q_{от}$  – расход через отводящий тракт (через недостроенные сооружения),  $Q_{пр}$  – расход через проран и  $Q_{ф}$  – фильтрационный расход через банкет. Расход, аккумулируемый в верхнем бьефе банкета  $Q_{ак}$ , из-за малой аккумуляющей емкости русла принимаем равным 0.

2. Определяем величину этих расходов для каждого этапа перекрытия. В связи с невозможностью вычисления фильтрационного расхода до определения крупности отсылаемого в банкет материала, расчет ширины проранов ведем в предположении отсутствия фильтрации через банкет.

Этап 1:  $Q_{от} = 0,1Q_p = 0,1 \times 1060 = 106 \text{ м}^3/\text{с};$   
 $Q_{пр} + Q_{ф} = Q_p - Q_{от} = 1060 - 106 = 954 \text{ м}^3/\text{с};$   
 $Q_{ак} = 0.$

Этап 2:  $Q_{от} = 0,25 \times 1060 = 265 \text{ м}^3/\text{с};$   
 $Q_{пр} + Q_{ф} = 1060 - 265 = 795 \text{ м}^3/\text{с};$   
 $Q_{ак} = 0.$

3. Определяем для каждого этапа перекрытия полную величину перепада  $Z$  в отводящем тракте:

$$Z = Z_{ок} + Z_{нп} + Z_{кнб} + Z_{бс} + Z_{квб} + Z_{вп} + Z_{пк}.$$

Этап 1:  $Q_{от} = 106 \text{ м}^3/\text{с};$  УНБ = 335,35 м; прорези перемычек – 40 м; отметка дна прорезей – 329,0 м; отметка порога гребенки ПГ = 329 м; ширина котлована с НБ – 70 м, с ВБ – 68 м.

Перепад в отводящем канале  $Z_{ок} = 0$ , так как канал за низовой перемычкой отсутствует.

Перепад в прорези низовой  $Z_{нп}$  перемычки при раскрытии ее на 40 м определяем по формуле:

$$Z_{нп} = V_{нп}^2 / (\varphi^2 2g) - V_{кнб}^2 / 2g = 0,417^2 / (0,85^2 \times 2 \times 9,81) - 0,24^2 / 2 \times 9,81 = 0,01 \text{ м}$$

$$V_{нп} = Q_{от} / \omega_{нп} = 106 / 254 = 0,417 \text{ м/с};$$

$$\omega = b (УНБ - \nabla_{дна}) = 40(335,35 - 329,0) = 254 \text{ м}^2;$$

$$V_{кнб} = Q_{от} / (УНБ - \nabla_{дна}) = 106 / [70(335,35 - 329,0)] = 0,24 \text{ м/с}.$$

УВ и перепад в котловане с НБ:

$$УВ_{кнб} = УНБ + Z_{нп} = 335,5 + 0,01 = 335,36 \text{ м};$$

$$Z_{кнб} = 0,02 \text{ м};$$

$$УНБ_{бс} = УВ_{кнб} + Z_{кнб} = 335,36 + 0,02 = 335,38 \text{ м}.$$

Перепад на бетонных сооружениях определяем из формулы подтопленного водослива с широким порогом (4.19):

$$Z = [Q_{от} / (\varphi \epsilon n b \sqrt{2g})]^2 = \{106 / 0,92 \times 0,95 \times 3 \times 18 \sqrt{2 \times 9,81} (335,38 - 29,0)\}^2 = 0,01 \text{ м}.$$

УВ и перепад в котловане с ВБ:

$$УВ_{квб} = УНБ_{бс} + Z_{бс} = 335,38 + 0,01 = 335,39 \text{ м};$$

$$Z_{квб} = 0,02 \text{ м};$$

$$УНБ_{вп} = УВ_{квб} + Z_{квб} = 335,39 + 0,02 = 335,41 \text{ м}.$$

Перепад в проране верхней перемычки будет:

$$Z = V_{вп}^2 / (\varphi^2 2g) - V_{квб}^2 / 2g = 0,41^2 / (0,85^2 \times 2 \times 9,81) - 0,24^2 / 2 \times 9,81 = 0,01 \text{ м};$$

$$V_{вп} = 106 / [40 \times (335,41 - 329,0)] = 0,41 \text{ м/с};$$

$$V_{квб} = 106 / [68 \times (335,41 - 329,0)] = 0,24 \text{ м/с}.$$

Перепад в отводящем канале ввиду отсутствия его равен 0.

Полный перепад в отводящем тракте на этапе 1 при расходе  $Q_{от} = 106 \text{ м}^3/\text{с}$  будет:

$$Z_1 = \sum Z_i = 0,01 + 0,02 + 0,01 + 0,02 + 0,01 = 0,07 \text{ м}.$$

Уровень воды в ВБ на этапе 1 будет:

$$УВБ_1 = УНБ + Z_1 = 335,35 + 0,07 = 335,42 \text{ м}.$$

Величину перепадов на этапах 2, 3, 4 и 5 при раскрытии перемычек, соответственно, на 45, 50, 55 и 60 м определяем аналогичным образом. Результаты всех расчетов сводим в табл. 4.8.

Таблица 4.8

$Q_{от}$	$Z_{нп}$	$Z_{кнб}$	$Z_{бс}$	$Z_{квб}$	$Z_{вп}$	$\sum Z$	УНБ	УВБ
106	0,01	0,02	0,01	0,02	0,01	0,07	335,35	335,42
265	0,04	0,02	0,04	0,02	0,04	0,16	335,35	335,51
530	0,12	0,02	0,15	0,02	0,11	0,42	335,35	335,77
795	0,19	0,02	0,34	0,02	0,16	0,73	335,35	336,08
$Q_p - Q = 1019$	0,24	0,03	0,54	0,03	0,19	1,03	335,35	336,38

4. Определяем глубину воды за прораном в нижнем бьефе нб. Она при расходе  $Q_{ак} = 0$  будет одинаковой на всех этапах перекрытия и равна:

$$h_б = УНБ - \nabla_{дна} = 335,35 - 327,5 = 7,85 \text{ м}.$$

5. Определяем геометрический напор  $H$  и напор  $H_0$  в проране на каждом этапе перекрытия по формулам:  $H = h_б + Z$  и  $H_0 = H + V_0^2 / 2g$ .

Этап 1:  $H = h_б + Z_1 = 7,85 + 0,07 = 7,92 \text{ м}$  и  $H_0 = H + 0,752 / 2 \times 9,81 = 7,95 \text{ м}.$

Результаты подсчетов по этапам 2; 3; 4 и 5 сводим в табл. 4.10.

6. Определяем для каждого этапа перекрытия ширину прорана  $B$  и длину отсыпаемых на этапе участков банкета  $L$  в предположении отсутствия фильтрации через банкет из уравнений:

$$Q_{пр} = Q_{пр} + Q_{ф} = m B_{пр} \sqrt{2g H_0^2}; \quad m = (1 - Z/H_0) \sqrt{Z/H} \quad \text{и} \quad L_{i+1} = L_p - \sum L_i - B_{i+1}.$$

Этап 1.  $Q_{пр} = 954 \text{ м}^3/\text{с};$   $Z_1 = 0,07 \text{ м};$   $H = 7,92 \text{ м};$   $H_0 = 7,95 \text{ м},$   $Z/H_0 = 0,009;$

$$m = (1 - 0,07 / 7,95) \sqrt{0,07/7,92} = 0,093;$$

$$954 = 0,093 B' \times 4,43 \times 7,95^{3/2}; \quad B = 103,3 \text{ м.}$$

$$L_1 = 110 - 103,3 = 6,7 \text{ м.}$$

Результаты подсчетов по этапам 2; 3; 4 приведены в табл. 4.10.

7. Определяем для каждого этапа перекрытия скорость потока в проране  $V_{пр}$  и необходимую крупность отсыпаемого материала по формулам 4.25 и 4.26.

Этап 1:  $Q_{пр} = 954 \text{ м}^3/\text{с}$ ,  $Z = 0,07 \text{ м}$ ,  $H = 7,92 \text{ м}$ ,  $H_0 = 7,95 \text{ м}$ ;  $B = 103,3 \text{ м}$ ,

$$\Delta Z/H = 0,008.$$

$$V_{пр} = Q_{пр} / HB (1 - \Delta Z/H) = 954 / [7,92 \times 103,3 (1 - 0,008)] = 1,18 \text{ м/с.}$$

$$D = 0,04 V^2 = 0,04 \times 1,18^2 = 0,056 \text{ м.}$$

Этап 4:  $Q_{пр} = 265 \text{ м}^3/\text{с}$ ,  $Z = 0,73 \text{ м}$ ,  $H = 8,58 \text{ м}$ ,  $H_0 = 8,61 \text{ м}$ ,  $B = 9,0 \text{ м}$ ,

$$\Delta Z/H = 0,065.$$

$$V_{пр} = 265 / [8,58 \times 9,0 (1 - 0,065)] = 3,67 \text{ м/с.}$$

Крупность камня  $D = 0,04 V^2 = 0,04 \times 3,67^2 = 0,54 \text{ м}$ .

8. Определяем фильтрационный расход через банкет  $Q_{\phi}$  для каждого этапа по формулам 4.9 и 4.10:

Этап 1:  $Z = 0,07 \text{ м}$ ,  $h_6 = 7,85 \text{ м}$ ,  $m_{ср} = 1,625$ ,  $D = 0,06 \text{ м}$ ,  $L_1 = 6,7 \text{ м}$ .

$$Q_{\phi} = \Sigma K(h_6 + Z)L_i \sqrt{i_{\phi}} = 0,188(7,85 + 0,07)6,7 \times \sqrt{0,0017} = 0,4 \text{ м}^3/\text{с.}$$

$$K = n(20 - 5/D) \sqrt{D} = 0,4(20 - 5/6) \sqrt{6} = 18,78 \text{ см/с} = 0,188 \text{ м/с.}$$

$$i_{\phi} = Z / [2m_{ср}(h_6 + Z) + b] = 0,07 / [2 \times 1,625(7,85 + 0,07) + 15] = 0,0017.$$

Этап 2:  $Z = 0,16 \text{ м}$ ,  $h_6 = 7,85 \text{ м}$ ,  $m = 1,625$ ,  $D = 0,12 \text{ м}$ ,  $L_2 = 46,3 \text{ м}$ .

$$K = 0,4 (20 - 5/12) \sqrt{12} = 27,1 \text{ см/с} = 0,271 \text{ м/с.}$$

$$i_{\phi} = 0,16 / [3,25(7,85 + 0,16) + 15] = 0,0039,$$

$$Q_{\phi} = (7,85 + 0,16) \sqrt{0,0039} (0,188 \times 6,7 + 0,271 \times 46,3) = 6,9 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Результаты подсчетов по остальным этапам приведены в табл. 4.10.

9. Определяем наибольший расход через отводящий тракт  $Q_{от}$  и конечный перепад  $Z_{кон}$  между бьефами при замыкании прорана:

$$Q_{от} = Q_p - Q_{\phi} = 1060 - 41 = 1019 \text{ м}^3/\text{с}$$

$$Z_{нп} = 2,67^2 / (0,85^2 \times 2 \times 9,81) - 2,28^2 / 2 \times 9,81 = 0,24 \text{ м.}$$

$$V_{нп} = (1060 - 41) / 60 (335,35 - 329,0) = 2,67 \text{ м/с.}$$

$$V_{кнб} = 1019 / 70 (335,35 + 0,03 - 329,0) = 2,28 \text{ м/с.}$$

$$Z_{кнб} = 0,03 \text{ м.}$$

$$\text{УНБ}_{6с} = 335,35 + 0,24 + 0,03 = 335,62 \text{ м.}$$

$$Z_{6с} = \{1019 / [0,92 \times 0,95 \times 3 \times 18 \times 4,43 (335,62 + 0,48 - 329,0)]\}^2 = 0,54 \text{ м.}$$

$$Z_{квб} = 0,03 \text{ м.}$$

$$\text{УНБ}_{вп} = 335,62 + 0,54 + 0,03 = 336,19 \text{ м.}$$

$$Z_{вп} = 2,36^2 / (0,85^2 \times 2 \times 9,81) - 2,0^2 / 2 \times 9,81 = 0,19 \text{ м}$$

$$V_{вп} = 1019 / 60 (336,19 - 329,0) = 2,36 \text{ м/с.}$$

$$V_{квб} = 1019 / 68 (336,10 - 329,0) = 2,0 \text{ м/с.}$$

$$Z_{кон} = 0,24 + 0,03 + 0,54 + 0,03 + 0,19 = 1,03 \text{ м.}$$

10. Определяем  $B_{ср}$  в момент смыкания банкета по дну при  $H = 7,85 + 1,03 = 8,88 \text{ м}$ .

$$B_{ср} = m_{ср} (1 - \Delta Z / H) H = 1,25(1 - 0,075) 8,88 = 10,27 \text{ м} > B_{пр4} = 9,0 \text{ м.}$$

$$Z / H = 1,03 / 8,88 = 0,113 \quad \text{и} \quad \Delta Z / H = 0,075.$$

Смыкание банкета по дну имеет место на 4-ом этапе работ при  $Z = 0,73 \text{ м}$ .

11. Определяем расчетный перепад в проране при смыкании банкета  $Z_{смык}$  путем построения суммарной кривой расходов через проран в момент смыкания банкета по дну  $\Sigma Q = Q_{от} + Q_{\phi} + Q_{пр}$ . Построение кривых ведем в табл. 4.9, задаваясь перепадами по принятым этапам работ.

Этап 1.  $Z = 0,07 \text{ м}$   $Q_{от} = 106 \text{ м}^3/\text{с}$ ,  $H = 7,92 \text{ м}$ ,  $H_0 = 7,95 \text{ м}$ ,  $\Delta Z / H = 0,008$ ,  $m_{ср} = 1,25$ ,  $m = 0,093$ ,

$$B_{ср} = 1,25 (1 - 0,008) 7,92 = 9,8 \text{ м.}$$

$$Q_{пр} = m B_{ср} \sqrt{2g} \times H_0^2 = 0,093 \times 9,8 \times 4,43 \times 7,95^{3/2} = 90 \text{ м}^3/\text{с.}$$

$$Q_{\phi} = K_{ср} (B_p - B_{ср}) H \sqrt{i} = 0,37 (110 - 9,8) \times 7,92 \times 0,041 = 12,0 \text{ м}^3/\text{с.}$$

$$K_{ср} = (0,188 \times 6,7 + 0,271 \times 46,3 + 0,449 \times 33,6 + 0,585 \times 14,4) / 101 = 0,37 \text{ м/с.}$$

Остальные расчеты выполнены и представлены в таблице 4.9.

Таблица 4.9

Z	Q <sub>от</sub>	H = h <sub>6</sub> + Z	Z/H <sub>0</sub>	m	√i	ΔZ/H	B <sub>сп</sub>	B <sub>п</sub> + B <sub>сп</sub>	Q <sub>ф</sub>	Q <sub>пр</sub>	Σ Q
0,07	106	7,92	0,009	0,093	0,041	0,008	9,80	100,9	12,1	90	208
0,16	265	8,01	0,02	0,138	0,062	0,016	9,86	100,14	23,0	138	426
0,42	530	8,27	0,05	0,214	0,10	0,040	9,92	100,08	30,6	225	785
0,73	795	8,58	0,085	0,267	0,13	0,065	10,02	99,98	41,3	300	1136
0,66	741	8,57	0,077	0,256	0,124	0,064	9,96	100,04	39,0	280	1060

По суммарной кривой табл. 4.9 находим для расхода перекрытия  $Q = 1060 \text{ м}^3/\text{с}$  перепад  $Z_{\text{смык}} = 0,66 \text{ м}$ . Проверка правильности расчета приведена в той же таблице путем определения всех составляющих суммарную кривую расходов.

12. Определяем скорость в проране в момент смыкания банкета по дну V:

$$V = Q_{\text{пр}} / [B_{\text{сп}} H (1 - \Delta Z / H)] = 280 / [9,96 \times 8,51 (1 - 0,064)] = 3,53 \text{ м/с.}$$

13. Определяем крупность отсыпаемого в банкет материала:

камень  $D = 0,04 \quad V^2 = 0,04 \times 3,53^2 = 0,50 \text{ м,}$   
 бетонные кубы  $a = 0,03 \quad V^2 = 0,03 \times 3,53^2 = 0,37 \text{ м,}$   
 бетонные тетраэдры  $a = 0,055 \quad V^2 = 0,055 \times 3,53^2 = 0,69 \text{ м.}$

14. Объем  $\Delta W$  отсыпаемых в банкет материалов определяем по этапам работ по формуле (4.27), а время наброски этапных участков банкета – по формуле (4.30).

При расчете времени перекрытия интенсивность отсыпки банкета при стеснении русла на 1, 2 и 3-м этапах принимаем:  $I = 80 \text{ м}^3/\text{ч}$ , а при замыкании прорана на этапах 4 и 5 –  $I = 200 \text{ м}^3/\text{ч}$ .

В связи с небольшой шириной перекрываемого русла уточнения размеров проранов и длины отсыпаемых на этапах участков банкета с учетом фильтрации потока из-за малости погрешности в объемах работ не производим. Высоту банкета принимаем на 1,5 м больше максимальной H (гребень на отг. 337,5 м), ширину банкета по гребню – 15 м, а  $m_{\text{сп}}$  откосов – 1,625. В результате имеем:

Этап 1:  $\Delta W_1 = (b + m_{\text{сп}} h_6) h_6 \Delta L = (15 + 1,625 \times 10,0) \times 10,0 \times 6,7 = 2094 \text{ м}^3, \Delta t = \Delta W / I = 2094 / 80 = 26,2 \text{ ч.}$

Этап 2:  $\Delta W_2 = (15 + 1,625 \times 10) \times 10 \times 46,3 = 14469 \text{ м}^3, \Delta t = 14469 / 80 = 180,9 \text{ ч.}$

Расчеты по остальным этапам даны в таблице 4.10. В итоге: полный объем отсыпки банкета –  $W = 34,4 \text{ тыс. м}^3$ , а полное время перекрытия –  $T = \Sigma \Delta t = 375 \text{ ч}$  или примерно 16 суток.

Таблица 4.10

Q <sub>от</sub>	Q <sub>пр</sub> + Q <sub>ф</sub>	Q <sub>ф</sub>	Q <sub>пр</sub>	Z	H	H <sub>0</sub>	ΔZ/H	B	ΔL	V <sub>пр</sub>	D	ΔW	Δt
106	954	0,4	953,6	0,07	7,92	7,95	0,008	103,3	6,7	1,18	0,06	2094	26,2
265	795	6,9	788	0,16	8,01	8,04	0,015	57	46,3	1,77	0,12	14469	180,9
530	530	23,9	506	0,42	8,27	8,30	0,04	23,4	33,6	2,85	0,32	10500	131,3
795	265	41,0	244	0,73	8,58	8,61	0,065	9,0	14,4	3,67	0,54	4500	22,5
741	--	39,0	280	0,66	8,51	--	0,064	9,96	9,0	3,53	0,50	2813	14,1

## 4.6. Выбор способа перекрытия

Способ и схему перекрытия русла выбирают на основании всесторонней оценки гидрологических условий реки, природных особенностей створа, производственных воз можностей строительства и опыта перекрытия рек на аналогичных стройках (приложение 1.5). На крупных реках этому предшествуют лабораторные гидравлические исследования и технико-экономические сравнения вариантов. Основными параметрами, по которым оценивают возможность перекрытия русла тем или иным способом, являются расчетный расход при замыкании прорана  $Q_{\text{п}}$  и максимальный перепад на банкете  $Z_{\text{макс}}$ .

На основе опыта строительства ГЭС в технической литературе [45, 47] разработаны рекомендации по предварительному выбору способа перекрытия русла по этим двум параметрам. Результаты последних перекрытий на Рогунской и Ташкумырской ГЭС, однако, убедительно свидетельствуют о столь же решающем влиянии на ход этих работ грузоподъемности применявшихся транспортных средств – автосамосвалов. С повышением грузоподъемности их до 40-75 тонн появилась возможность преодолевать перепады в проране до 10 и более метров. С учетом опыта перекрытия названных и некоторых других ГЭС указанные рекомендации откорректированы и представлены в табл. 4.11.

Таблица 4.11

Расход перекрытия, м <sup>3</sup> /с	Конечный перепад на банкете, м	Характеристика дна реки	Способ перекрытия	Специальные условия
Менее 2500	До 0,4	Легкоразмываемые грунты (песок)	Безбанкетный	Намыв песка гидромеханизацией
Менее 1350	0,75 – 1,0	Трудноразмываемые грунты (гравий, глина)	То же	Намыв гравийнопесчаной смеси или песка с горной массой
Менее 200	До 0,5	Легкоразмываемые грунты (песок)	Пионерный	Крепление прорана гравием
200 – 3000	0,5 – 1,0	То же	То же	Крепление прорана горной массой и отсыпка негабаритов
250 – 1000	1,0 – 2,0	Трудноразмываемые грунты (гравий, глина)	"	То же
250 – 1200	3,0 – 6,0	Неразмываемые грунты (скала)	"	Отсыпка в проран негабаритов
1200 – 4000	3,0 – 4,0	"	"	Автосамосвалы грузоподъемностью 12-27 т и отсыпка негабаритов
до 250	6,0 – 10,0	"	"	Автосамосвалы грузоподъемностью 40-75 т и связи негабаритов
200 – 1500	0,5 – 1,0	Легкоразмываемые грунты (песок)	Фронтальный	Крепление дна прорана горной массой
500 – 4500	1,0 – 2,2	То же	То же	То же
4000 – 8000	4,0 – 6,0	Неразмываемые грунты	"	Автосамосвалы грузоподъемностью 12-27 т



Рекомендации табл. 4.11 позволяют с достаточной уверенностью выбрать оптимальный способ перекрытия рек в пределах указанных в ней расчетных расходов и перепадов. При отклонении от предельных величин в большую сторону или несоответствии материала для банкета расчетным требованиям перекрытие рассматриваемыми способами нередко бывает возможным при осуществлении дополнительных мероприятий.

При большем, по сравнению с рекомендуемым в таблице 4.11, расчетным перепадом замыкание прорана можно производить одновременной отсыпкой нескольких параллельных банкетов, выполняемых из камня или средствами гидромеханизации, с перераспределением общего перепада между ними. Такое решение применялось, например, на Верхнетуломской и Усть-Хантайской ГЭС (3 банкета), Олбени Фолз, Чиф Джозеф, Нижнетуломской, Бухтарминской и Учкурганской ГЭС (2 банкета), Астраханском водodelителе и Южно-Сурханском водохранилище (2 банкета из песчано-гравийной смеси, намывных гидромеханизацией), на ГЭС Оахи и Даллес в США при одном банкете большой ширины.

В горных условиях во всех случаях, когда допускает топография створа, целесообразно применять перекрытие массовым направленным взрывом, позволяющее преодолевать практически любые перепады.

При несоответствии крупности имеющегося на стройплощадке камня расчетной, перекрытие может быть осуществлено отсыпкой в банкет большого количества кубов, тетраэдров и ежей, вплоть до создания скелета банкета из крупногабаритных бетонных конструкций (по аналогии с Чебоксарской ГЭС).

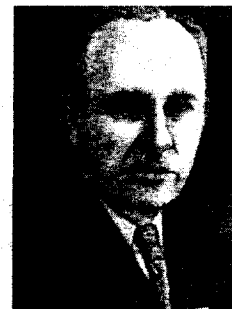
При дефиците на стройплощадке камня (как это часто имеет место на равнинных ГЭС с намывными русловыми плотинами) для перекрытия рек с значительными конечными перепадами нередко целесообразно использовать подачу средствами гидромеханизации песчано-гравийных смесей или грунтов, включающих достаточно крупные каменные материалы (как это имело место при перекрытии проток Амура и р. Миссури на ГЭС Форт-Рендол). По этой же причине при выборе метода перекрытия рек на таких гидроузлах прежде всего целесообразно оценивать возможность применения безбанкетного способа с использованием гидромеханизации и лишь при невозможности его осуществления рассматривать целесообразность применения перекрытия отсыпкой камня пионерным способом.

На реках с относительно неширокими руслами, особенно в горных районах, сначала следует анализировать возможность перекрытия их массовым направленным взрывом или методами, основанными на использовании особенностей створа и стройплощадки, а при неосуществимости их переходить к перекрытию пионерным способом.

Перекрытие фронтальным способом как наиболее трудоемкое и дорогое следует применять лишь в крайних случаях, при невозможности использования других методов.

При выборе перекрытия русла отсыпкой камня в текущую воду сразу же следует определять число отсыпаемых банкетов и порядок их отсыпки. При этом опыт перекрытия рек свидетельствует о безусловной (если позволяют топографические условия створа) целесообразности отсыпки банкетов с обоих берегов.

Перекрытие рек при значительных расчетных расходах и перепадах на гидроузлах со скальными основаниями, в условиях отсутствия дефицита каменных материалов, во всех случаях целесообразно выполнять двумя банкетами (по крайней мере, на этапе предварительного сужения русла до получения надежного прогноза гидрологических условий замыкания прорана) с отсыпкой их в створах верховой и низовой перемычек.



**Разин Николай Васильевич (1904)** – крупный инженер-гидротехник и гидростроитель. Участвовал в изысканиях и разработке проектов Большой Волги, Днепра и Волго-Донского канала. Работал на строительстве Мстинских гидроэлектростанций и Волго-Балтийском соединении. Главный инженер строительства Широковской, Цимлянской, Куйбышевской ГЭС и Главгидроэнергостроя. Последующие 15 лет как главный инженера института Гидропроект руководил проектированием гидротехнических объектов в СССР и за рубежом.

**Жук Сергей Яковлевич (1892-1957)** – выдающийся инженер-гидротехник и организатор гидротехнического строительства. Возглавлял проектирование и строительство Беломоро-Балтийского канала, канала им. Москвы, Волго-Донского канала, Ивановской, Угличской, Рыбинской и Цимлянской ГЭС. Организатор института Гидропроект. Инициатор внедрения в гидростроительство новых конструкций сооружений и прогрессивных технологий производства работ.



**Журин Владимир Дмитриевич (1891-1962)** – видный гидростроитель и ученый-гидротехник, профессор, д.т.н. Участник разработки плана ГОЭЛРО. Один из технических руководителей строительства Беломоро-Балтийского канала и канала им. Москвы, начальник строительства Угличской, Рыбинской и Широковской ГЭС. Под его руководством разработаны и внедрены плиты-оболочки, оригинальные конструкции гидротехнических сооружений и приемы производства работ, получивших широкое применение в гидростроительстве.



## Глава 5. СТРОИТЕЛЬСТВО И ЭКСПЛУАТАЦИЯ КОТЛОВАНОВ ГИДРОУЗЛОВ

### 5.1. Организация котлованов и перемычки

Строительство основных сооружений любого гидроузла осуществляется, как правило, в одном или нескольких котлованах. Число и характер последних определяется схемой пропуска строительных расходов, компоновкой сооружений и природными условиями створа. При пропуске расходов реки в обход строящихся сооружений (по строительным тоннелям, трубам и каналам) котлован занимает всю ширину русла, открывает максимально широкий фронт для строительства основных сооружений и возможность возведения их в минимальные сроки. При пропуске расходов секционированием русла строительство основных сооружений осуществляется в нескольких котлованах. При этом чем больше число очередей котлованов, тем больше возможная продолжительность строительства гидроузла вследствие очередного возведения его сооружений.

При нескольких котлованах первостепенное значение для организации работ приобретает расположение котлована первой очереди. Его во всех случаях целесообразно располагать у того берега, где будет находиться производственная база строительства (даже если это влечет некоторое увеличение объемов работ). В этом случае коренным образом облегчается транспортное сообщение со строящимися сооружениями первой очереди, обеспечивается возможность успешного развертывания работ на них и отпадает необходимость организации на стройплощадке нескольких строительных хозяйств и поселков.

При строительстве, например, Усть-Каменогорской ГЭС на р. Иртыш водосливная плотина и, следовательно, котлован первой очереди были запроектированы у левого берега, а производственная и жилая база – на правом берегу. Мост через реку отсутствовал. Сообщение с котлованом осуществлялось: пешеходное – по подвесному мосту, а грузовое – по реке и канатно-подвесной дороге для транспорта цемента. В результате потребовалась организация на левом берегу самостоятельного строительного хозяйства и временного поселка, а производство работ было серьезно затруднено.

Аналогичная компоновка с левобережным расположением котлована первой очереди и правобережным – строительного хозяйства была разработана и для вышележащей станции каскада – Бухтарминской ГЭС. Но, учитывая опыт предыдущего строительства, проект последней был переработан и возводимая в котловане первой очереди водосливная плотина была перемещена в правобережную часть русла. Существенных изменений в объемах работ это не вызвало, но значительно упростило

организацию строительства. Полностью отпала потребность в каких-либо мостах и отдельных строительных хозяйствах.

Котлованы гидросооружений в русле реки образуют с помощью перемычек, которыми называют временные плотины, ограждающие котлованы строящихся гидросооружений. Требования к перемычкам обуславливаются их временным характером и включают: максимальное использование местных и недефицитных материалов, минимальную фильтрацию при наименьших габаритах, надежность защиты против размыва, возможность быстрой постройки и разборки при максимальной механизации работ.

Габариты котлована зависят от расположения перемычек. При этом положение продольных перемычек при секционировании русла определяется границами включенных в котлован сооружений и зависит от допустимой скорости потока в стесненной части русла. Расстояние же между верховой и низовой перемычками  $L_k$ , характеризующее удобство работы в котловане, может быть определено из рис. 5.1 по формуле:

$$L_k = C_1 + a_1 + h \operatorname{ctg} \alpha + a_2 + h + a_2' + h' \operatorname{ctg} \alpha + a_1' + C_2. \quad (5.1)$$

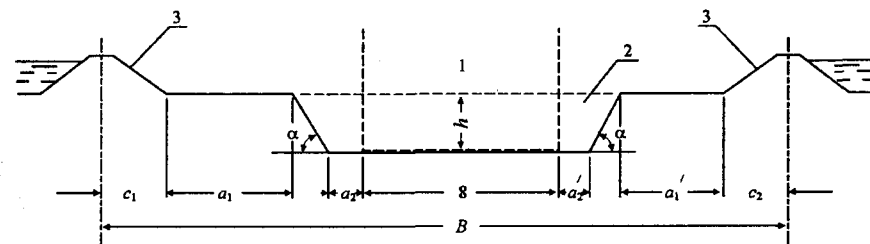


Рис. 5.1. Схема определения размеров котлована:

1 – строящееся сооружение, 2 – котлован, 3 – верховая и низовая перемычки

Большое влияние на организацию работ в котловане оказывает величина площадок от основания перемычек до бровки котлована  $a_1$  и  $a_1'$ , предназначенных для размещения механизмов, водосборных устройств и съездов в котлован. Размеры их должны быть не меньше 20-30 м до поперечных перемычек и 5-10 м – до продольной. В скальных котлованах при этом за основание перемычки следует принимать низ откоса алювиальных отложений. Несоблюдение этого требования на Бухтарминской ГЭС, например, где откос продольной перемычки вплотную подходил к бровке котлована, повлекло сильное обводнение основания раздельного устоя и задержку бетонирования отдельных прискальных блоков до нескольких месяцев.

При проектировании котлованов следует особо тщательно проработать плановое положение перемычек и их сопряжений в местах возможных завихрений потока. На Усть-Каменогорской ГЭС, например, в сопряжении раздельного устоя, выполнявшего роль продольной перемычки, и низовой каменно-земляной перемычки котлована второй очереди во время прохождения паводков имело место сильное завихрение потока. В результате с низовой перемычки в месте сопряжения смывался камень практически любой крупности, создавая в каждый паводок опасность затопления котлована. Для защиты его в размываемый участок ежегодно отсыпались сотни кубических метров бетонных блоков и габионов (рис. 5.2).

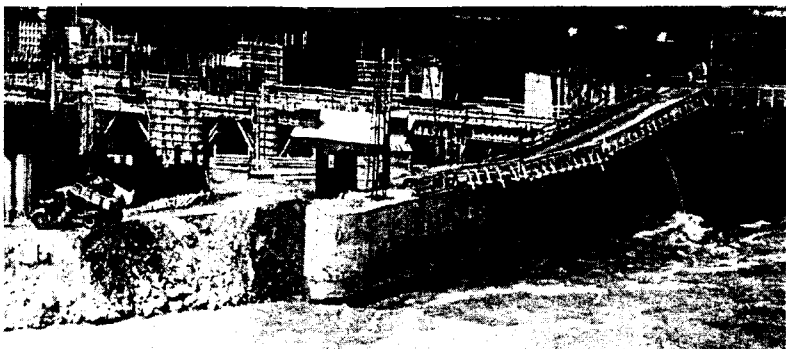


Рис. 5.2. Усть-Каменогорская ГЭС. Котлован гидроэлектростанции и размыв низовой перемычки в примыкании к раздельному устью

Перемычки подразделяют по расположению в плане, срокам строительства, материалу и конструкции, по методу возведения и затопляемости паводками. По расположению в плане различают: продольную перемычку и поперечные – верховую и низовую (рис. 5.3 и 5.4)

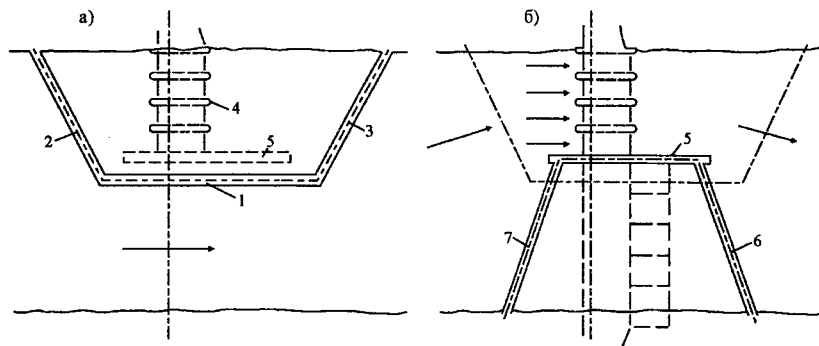


Рис. 5.3. Схема расположения перемычек котлована гидроэлектростанции: а – перемычки первой очереди, б – перемычки второй очереди: 1 – продольная перемычка, 2 – верховая перемычка 1-й очереди, 3 – низовая перемычка 1-й очереди, 4 – водосливная плотина, 5 – раздельный устой, 6 – низовая перемычка 2-й очереди, 7 – верховая перемычка 2-й очереди



Рис. 5.4. Общий вид котлована основных сооружений Чебоксарской ГЭС

Продольные перемычки работают в условиях стесненного русла и повышенных скоростей потока. Поэтому выполняются преимущественно из неразмываемых материалов (ряжевыми или шпунтовыми) с минимальной шириной в основании. При выполнении из грунтовых материалов для предотвращения размыва потоком в верховой и низовой частях их нередко устраивают струна-правляющие шпоры, а откосы защищают камнем или другими материалами.

Поперечные перемычки работают в более легких условиях в части воздействия водного потока. Поэтому их выполняют преимущественно земляными или каменно-набросными. Только при тяжелом ледовом режиме или возможном переливе потока через гребень их делают также ряжевыми или из шпунта.

По срокам строительства перемычки делят на перемычки первой, второй, третьей и т. д. очереди. Порядок строительства их зависит от схемы пропуска расходов и в большинстве случаев ограничивается одной или двумя очередями.

По материалам и конструкции перемычки подразделяют на земляные, каменно-земляные, ряжевые, бетонные, из стального шпунта и комбинированной конструкции. Кроме того, различают перемычки затопляемые и незатопляемые, возводимые насухо и отсыпкой в воду.

## 5.2. Конструкции перемычек

### 5.2.1. Земляные перемычки

Земляные перемычки наиболее дешевы и просты в исполнении. Возводятся они из разнозернистых грунтов преимущественно путем отсыпки автосамосвалами без специального уплотнения или намывом гидромеханизацией, иногда – направленным взрывом. Целесообразны к применению во всех случаях при наличии подходящих грунтов и относительно небольших

скоростей течения воды. При скоростях более 0,8 м/с требуют крепления верхового откоса или устройства струнаправляющих оголовков и шпор, а в случаях возможного перелива через гребень – специального крепления гребня и низового откоса. Крепление верхового откоса в зависимости от скорости потока производят гравийными материалами, камнем или бетонными плитами.

Типовой профиль земляных перемычек – трапециевидальный (рис. 5.5). Ширина по гребню – не менее 4 м. Возвышение гребня над уровнем воды принимают на высоту волны, но не менее 0,5 м. Откосы назначают в зависимости от угла естественного откоса отсыпаемых грунтов и метода возведения сооружения. Обычно принимают: верховой откос от 1:2 до 1:4, а низовой – от 1:1 до 1:2,5. В случае намыва гидромеханизацией уклон откосов может быть от 1:3 до 1:20 и более (при намыве свободным откосом).

Для обеспечения сохранности перемычки конструкция и размеры ее профиля должны обеспечивать выклинивание кривой депрессии ниже подошвы низового откоса или в пределах обратного фильтра на нем. Обратный фильтр на низовом откосе предусматривают и в случае большой высоты перемычки. При отсыпке перемычки из крупнозернистых грунтов с верховой стороны выполняют водонепроницаемый экран. Для экрана используют глинистые грунты и полиэтиленовую пленку. При грунтах с  $K_f = 40-70$  м/сут в теле перемычки устраивают диафрагму из стального шпунта.

Высота земляных перемычек не ограничена и рекомендуется до 40 м. Песчаные перемычки Куйбышевской и Чебоксарской ГЭС имели высоту 25, а Ассуанской – 40 м.

Перемычки типовых профилей рекомендуется применять при высоте до 15 м. Для более высоких перемычек профиль выбирают с учетом аналогов. При этом с увеличением высоты увеличивают пологость откосов, а устойчивость их, ширину профиля и размеры дренажных устройств обосновывают расчетом.

Заложение откосов обычно проверяют расчетом на устойчивость по круглоцилиндрической поверхности скольжения, а фильтрующий через перемычку расход и форму кривой депрессии – методом ЭГДА. На предварительной стадии фильтрационный расход и кривую депрессии допускается определять приближенными методами. Для песчаной перемычки, например, кривую депрессии в этом случае можно принимать с уклоном 1:5 от напора.

Земляные насыпные перемычки успешно применялись на Рижской, Кегумской, Крапивинской и других ГЭС. Причем на последней защита продольной перемычки от размыва во время паводков обеспечивалась простой укладкой на откос сборных железобетонных плит.

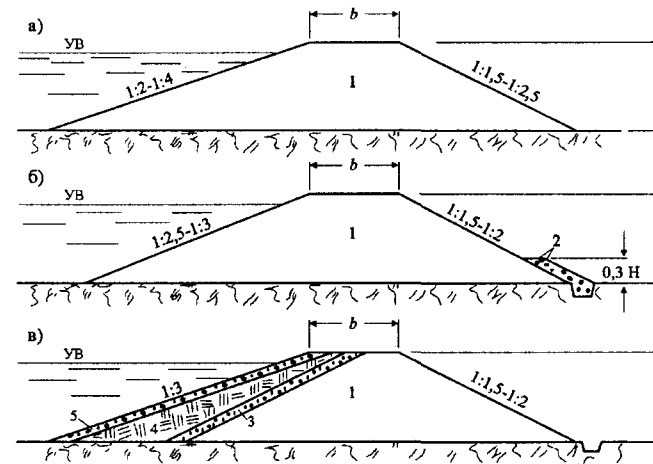


Рис. 5.5. Типовые профили земляных перемычек:

а – из однородного грунта, б – с наклонным фильтром, в – с экраном: 1 – грунтовая насыпь, 2 – наклонный фильтр, 3 – обратный фильтр, 4 – экран из суглинки, 5 – пригрузка камнем или гравийным грунтом

Намывные земляные перемычки использовались в качестве не требовавших крепления откосов поперечных перемычек на строительстве Куйбышевской, Сталинградской, Горьковской и Каховской ГЭС (при выполнении продольных перемычек из стального шпунта). После разработки методов защиты откосов земляных перемычек от размыва путем устройства струнаправляющих шпор и оголовков (рис. 5.6) намывные перемычки широко применялись и в качестве продольных на Киевской, Каневской, Днепродзержинской, Кременчугской, Саратовской и Чебоксарской ГЭС. При этом для защиты продольной перемычки от размыва паводками на Чебоксарской и Нижнекамской ГЭС, например, на стыке продольной и верховой перемычек была выполнена шпора из каменной наброски, отклонявшая поток от продольной перемычки к противоположному берегу.

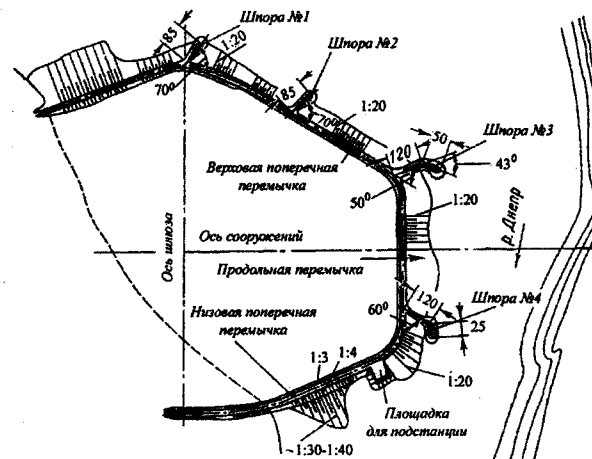


Рис. 5.6. Земляная перемычка со струнаправляющими шпорами на Киевской ГЭС

### 5.2.2. Каменно-земляные перемычки

Каменно-земляные перемычки применяются преимущественно при сооружении гидроузлов на скальных основаниях, но могут возводиться на любом основании (при глинистом основании по всей его площади выполняются обратный фильтр). Для возведения их используют горную массу из полезных выемок или карьеров без сортировки камня и ограничения его размеров. Отсыпку производят пионерным способом насухо или в воду сразу на всю высоту без дополнительного уплотнения.

Такие перемычки являются типовым решением при ограждении котлованов каменно-земляных и каменнонабросных плотин. В таких случаях они, как правило, входят в тело плотины с предъявлением к их возведению требований, аналогичных строительству самой плотины.

Каменно-земляные перемычки применяют двух видов: с экраном и ядром (рис. 5.7). Наиболее распространена конструкция с экраном из глинистых грунтов, мелкозернистого песка или негрунтовых материалов. Обратные фильтры в этом случае выполняют из песчано-гравелистых или щебенистых материалов. Толщина слоев фильтра зависит от степени неоднородности материала и метода отсыпки (насухо или в воду) и должна быть не меньше, соответственно, 0,2 или 0,5 м. Откосы обычно принимают: верховой от 1:2,5 до 1:3, низовой 1:1,3 – 1:1,4, а при недостаточно устойчивом основании – 1:1,5 – 1:2.

Водонепроницаемость таких перемычек в основании, при наиболее часто встречающемся возведении их на покрывающем коренные породы слое аллювиальных отложений толщиной 3-6 м, достигается устройством понура из слабопроницаемого грунта (см. рис. 5.27). Нужная длина и толщина понура может быть обеспечена предварительной отсыпкой со льда или плавающих средств под воду ограничивающего его каменного банкета. При большей толщине аллювия применяют конструкцию перемычки с зубом или с глубиной цементационной завесой в аллювии.

Перемычки с ядром (рис. 5.7.б), несмотря на удобства их возведения, применяются относительно редко из-за малой противодиффузионной надежности сопряжения ядра с водонепроницаемым основанием. Для повышения их надежности обычно в ядро и аллювиальные отложения забивают металлический шпунт.

Каменно-земляные перемычки с экраном из супеси с успехом применялись на Братской и Усть-Илимской, с экраном и зубом – на Саяно-Шушенской, с ядром из суглинка – на Колымской, с ядром и шпунтом – на Бухтарминской ГЭС, с цементационной завесой в аллювии – на Усть-Каменогорской ГЭС.

При сооружении котлована второй очереди Бухтарминской ГЭС в стесненной части русла Иртыша, аллювиальные отложения в котором в значительной степени

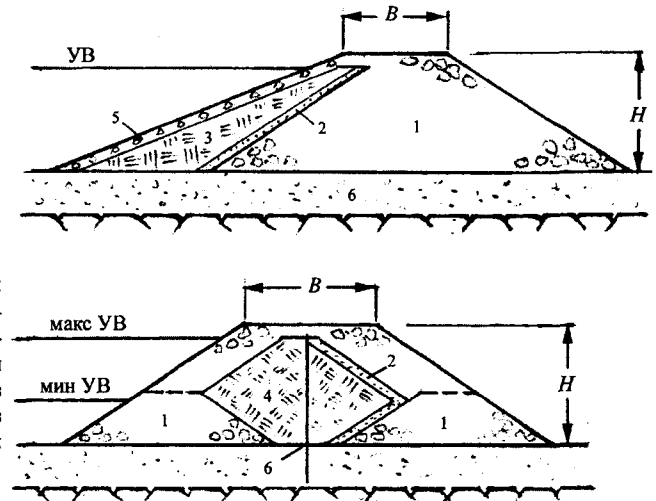


Рис. 5.7. Типовые профили каменно-земляных перемычек: а – с экраном, б – с ядром: 1 – каменная наброска, 2 – обратный фильтр, 3 – экран из суглинка, 4 – ядро из суглинка, 5 – каменная пригрузка, 6 – шпунт

были вынесены рекой во время работ в котловане первой очереди, для верховой и низовой каменно-земляных перемычек была применена конструкция их с ядром из суглинка и шпунтом. Под воду суглинок отсыпался между двумя каменными банкетами, выполненными в межень на расстоянии до 10 м (по основанию) друг от друга (рис. 5.8). Забивкой в ядро металлического шпунта практически до поверхности скалы удалось достичь незначительной фильтрации воды в котлован. При разборке перемычки суглинок со стороны котлована до шпунта был вынут экскаваторами с прямой лопатой, а шпунт разрезан автогенем на карты по 10-15 шпунтин и вывезен из котлована бульдозерами. Водонепроницаемость перемычки при этом обеспечивалась спрессованным с внешней стороны шпунта суглинком, удерживавшим вертикальный откос высотой до 6 м.

В горных районах хорошо зарекомендовали себя каменно-земляные перемычки, выполненные направленным взрывом. Они бывают достаточно

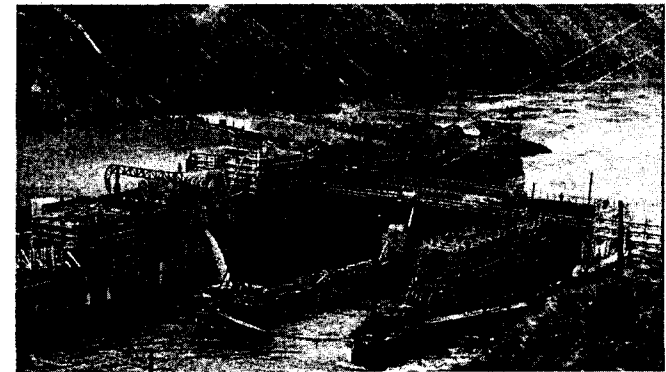


Рис. 5.8. Бухтарминская ГЭС. Отсыпка каменных банкетов и ядра из суглинка на строительстве котлована второй очереди (гидроэлектростанции)

водонепроницаемы для больших напоров без отсыпки специального водонепроницаемого устройства.

На Чиркейской ГЭС, например, обрушением в русло массивным взрывом скального массива оказалось возможным не только перекрыть реку, но и образовать каменно-земляную перемычку высотой более 60 м, которая не потребовала устройства специального противофильтрационного элемента (рис. 5.9).

На Нурекской ГЭС верховая перемычка была образована из трех грунтовых массивов: суглинка, галечника и камня общим объемом около 150 тыс. м<sup>3</sup>, уложенных взрывом 258 т ВВ [86.5].

### 5.2.3. Ряжевые перемычки

Ряжевые конструкции используют преимущественно в продольных перемычках при больших скоростях течения воды (до 4-6 м/с и более), в стесненных условиях и при пропуске через гребень перемычек ледоходов и паводков на гравелистых, галечниковых, плотных суглинистых и скальных грунтах. Ряжи для них рубят из круглого леса или четырехкантного бруса.

Ряжи из круглого леса могут выполняться со сплошными стенками и врубками в местах пересечений брусьев в полдерева. Такая конструкция получила название русской и применялась на первом отечественной гидроэнергетики – Волховской ГЭС.

Проектом гидроузла на р. Волхов предусматривалось сооружение русловой гидроэлектростанции на 8 агрегатов общей мощностью 58 МВт с выработкой 375 млн. кВт-ч электроэнергии, с бетонной водосливной плотиной длиной 212 и высотой 18 м, ледозащитной стенкой протяженностью 256 м, рыбоходом и однокамерным шлюзом. Возведение гидроэлектростанции и плотины проектировалось выполнить с помощью кессонов. В процессе строительства, однако, от использования кессонов отказались и оградили котлован плотины и здания ГЭС ряжевыми перемычками русской рубки (рис. 5.10).

Большая трудоемкость этой конструкции, однако, уже на Днепрострое привела к замене ее ряжами решетчатой конструкции американской рубки, которые и приняты повсеместно в современном гидростроительстве.

Решетчатые ряжи рубят из двух- или четырехкантного бруса сечением от 16х16 до 24х24 см на металлических нагелях без врубок. При высоте ряжа до 8-10 м применяют брусья 16х16 см, а при высоте до 18-20 м сечение бруса на нижних 8-10 метрах увеличивают до 22х22–24х24 см. Размеры клеток ряжа принимают кратными длине бруса, обычно от 1,5х1,5 до 3,2х3,2 м. При этом в нижней части ряжа используют нагели большей длины, соединяя ими три бруса, а в верхней – более короткие, соединяющие только два бруса. Стыковка брусьев по длине производится в клетках с подкладыванием под стык коротыша (сухаря).



Рис. 5.9. Чиркейская ГЭС. Верховая перемычка без специального водонепроницаемого элемента, выполненная обрушением скального массива массивным направленным взрывом

Длина отдельных ряжей в перемычке зависит от сложности рельефа дна. Обычно она составляет от 20 (Бухтарминская ГЭС) до 60 м (Днепрострое). Зазор между ряжами принимают не более 0,5-0,6 м. Водонепроницаемости ряжевой перемычки достигают либо устройством у ряжа со стороны реки экрана из двух-трех слоев досок толщиной 25 мм с прокладкой между ними рубероида или пергамина, либо забивкой с внешней стороны ряжа металлического шпунта с креплением его к ряжу стяжками.

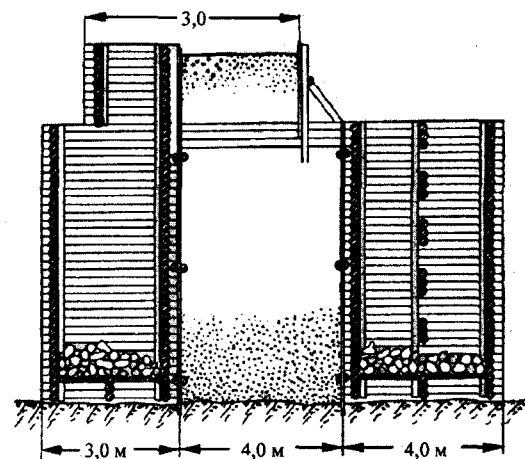


Рис. 5.10. Двухрядная ряжевая перемычка русской рубки на строительстве Волховской ГЭС

Для посадки ряжа на дно в отдельных его клетках симметрично к обеим осям в плане устраивают сплошное днище. Площадь днища составляет 25-50% от площади ряжа. Посадку на дно осуществляют загрузкой внутреннего пространства ряжа камнем, галькой или песчано-гравийным грунтом, с транспортировкой его, как правило, автосамосвалами. Для этого обычно по верху ряжей устраивают временные проезды.

Для ровной установки ряжа нижнюю часть его рубят по форме дна реки (причерчивают ко дну). С этой целью по всей трассе перемычки предварительно выполняют тщательные промеры дна. Расстояния между точками промеров принимаются в зависимости от рельефа от 0,6 до 2,0 м (обычно в углах клеток ряжа). В случае перекоса ряжа при посадке дно выравнивают посредством небольших взрывов.

Ряжевые перемычки применяются двух типов: с широким ряжем (не менее 1,1 их высоты) и узким ряжем – с шириной около 0,6-0,7 высоты. Увеличения устойчивости ряжей и уменьшения их объема в перемычках с узким ряжем достигают отсыпкой с внутренней стороны котлована упорной призмы из грунта.

При невозможности забивки шпунта на полную глубину аллювиальных отложений с внешней стороны ряжевой перемычки часто выполняют противодиффузионное уплотнение отсыпкой понура или призмы из слабопроницаемых грунтов (рис. 5.11)

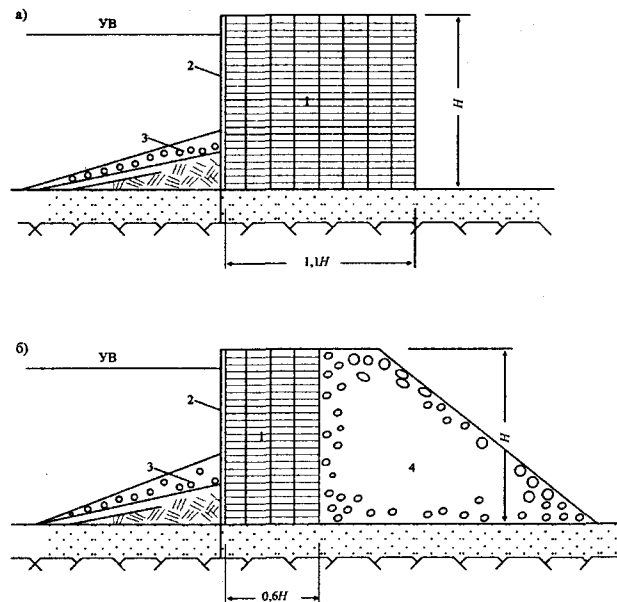


Рис. 5.11. Типы ряжевых перемычек: а – с широким ряжем, б – с узким ряжем: 1 – ряж, 2 – шпунт, 3 – экран, 4 – упорная призма

Нужная для движения автотранспорта ширина перемычки по верху обеспечивается размерами ряжа или отсыпкой внутренней грунтовой призмы. В случае, когда требуется большая ширина перемычки по гребню, а уширение ее в основании нежелательно, перемычку выполняют из двух рядов ряжей с засыпкой пространства между ряжами грунтом (см. рис. 5.10).

При высоте ряжей не более 20 м и выполнении из бруса сечением 16х16-24х24 см конструкция перемычек достаточно проверена на практике и не требует расчета. При размерах же клеток 3 м и более отдельные элементы ряжа (брусья днища, брусья стенок, узлы пересечения брусьев, места скрепления нагелями) проверяют расчетом на изгиб и на смятие.

Недостатком ряжевых перемычек является большая трудоемкость, трудность разборки, высокая стоимость и большой расход древесины. Содержание ее в зависимости от типа ряжа составляет от 0,12 до 0,2 его объема. Одним из достоинств этих перемычек является возможность возведения в любое время года, в том числе в зимний период без существенного повышения трудоемкости и стоимости.

Процесс возведения ряжевых перемычек достаточно сложен и включает операции: промеры и подготовку основания под водой, рубку нижней части ряжа на высоту 1,5-2,0 м на стапеле или на льду, траление или расчистку трассы для буксировки ряжей, спуск ряжа на воду и буксировку к месту установки, рубку средней части ряжа наплаву и посадку его на дно загрузкой части грунта, наращивание ряжа до проектных отметок, забивку шпунта и крепление шпунтовой стенки к ряжу, окончательную загрузку ряжа грунтом, отсыпку пригрузочных призм.

Типичным примером строительства ряжевых перемычек может служить возведение перемычек смешанной конструкции, основой которых являлись ряжи сквозной рубки (см. рис. 5.12 и 5.24), котлована 1-ой очереди Бухтарминской ГЭС в осенне-зимний период 1954-55 года при крайне неблагоприятных погодных условиях (при температурах до минус 49° с постоянным ветром).

Общая протяженность ограждавших котлован перемычек составляла около 650 м. Верховая и низовая перемычки включали узкий ряж шириной 6,5 м и высотой до 6 м (на 0,5-1,0 м больше глубины реки), упорные призмы со стороны котлована, стенки из стального шпунта и понуры из суглинка со стороны реки. Продольная перемычка имела вместо понура второй ряд короткого шпунта на расстоянии около 7 м от основного (который соединялся с ним несколькими поперечными шпунтовыми диафрагмами) и защитную призму из горной массы. Длина отдельных ряжей не превышала 20 м, высота основного шпунта достигала 15 м при глубине забивки его в аллювиальные отложения реки на 3-4 м (рис. 5.12).

Рубка ряжей из бруса 18х18 см в осенний период производилась на простейшем стапеле непосредственно на берегу Иртыша с предварительными промерами рельефа дна реки с лодки или катера. Срубленная часть ряжа (высотой до 1,5 м)



бульдозером сталкивалась в воду и катером буксировалась к месту установки. Нарастивание рья до проектной высоты производилось наплаву, а посадка на дно реки осуществлялась загрузкой имеющих дно банок рья камнем с транспортом его автосамосвалами по ранее установленным рьям или с баржи (рис. 5.13). Из-за ранней зимы, однако, до ледостава было срублено и установлено на место лишь 3-4 рья.

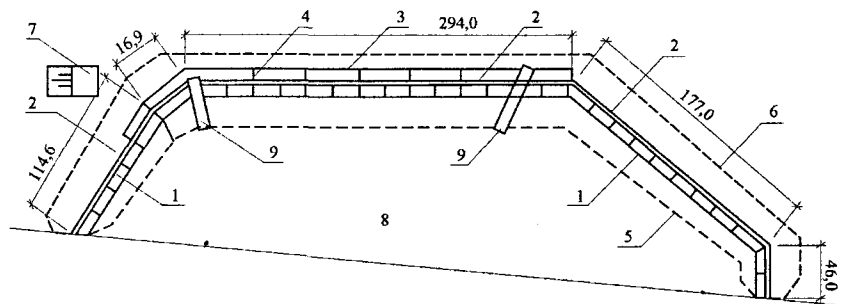


Рис. 5.12. Схема перемычек котлована 1-ой очереди Бухтарминской ГЭС:

1 – узкий рья, 2 – основной шпунт, 3 – защитный шпунт, 4 – диафрагмы из шпунта, 5 – контур упорной каменной призмы, 6 – контур защитной каменной призмы, 7 – рья-ледорез, 8 – котлован, 9 – рья примыканий перемычек 2-ой очереди



Рис. 5.13. Рубка рьяей перемычек 1-й очереди Бухтарминской ГЭС на береговом стапеле осенью 1954 года

Рубка всех последующих рьяей производилась зимой на льду, когда толщина его достигла 50 см (к середине зимы она составляла 1,0-1,5 м). Рьяи рубились на высоту 13-14 венцов недалеко от места их установки. Одновременно во льду подготавли-

ливалась майна для спуска рья в воду. Разработка льда при подготовке ее осуществлялась вручную с оставлением в нижней части слоя толщиной около 20 см, не допускавшим затопления ледовой выемки. Оставшийся в майне лед дробился взрывом небольших зарядов ВВ, располагаемых по контуру выемки и вычерпывался из воды экскаватором-драглайном Э-1003 с ковшом емкостью 1 м<sup>3</sup>, также располагавшимся на льду. Вынутая ледяная масса перемешалась 2-3-мя бульдозерами на тракторе С-80 в отвалы.

Подготовленный к погружению рья перемещался бульдозерами к майне (рис. 5.14) и сталкивался им в воду, где производилась рубка его до проектной высоты и посадка на дно путем засыпки скальным грунтом глухих (имевших дно) банок. Сквозные банки засыпались после окончательной установки рья на место. Передний (верховой) ряд банок при этом заполнялся не скальным, а гравийно-песчаным грунтом, служившим обратным фильтром для суглинка понура.

По верху установленных на место рьяей прокладывались пути для 3-тонных башенных кранов, использовавшихся на установке металлического шпунта с внешней стороны рьяей. Забивка шпунта производилась преимущественно изготовленными на стройплощадке механическими копрами, большей частью после окончания отсыпки упорных призм и понура в проектом объеме (рис. 5.15). При установке шпунта строго требовалось не оставлять в забитом шпунте каких-либо отверстий, что в натуре было нарушено лишь однажды и повлекло неожиданные последствия.

Отсыпка упорной призмы и понура производилась после забивки шпунта на 1-2 м и выполнялась одновременно с ней. Отсыпка суглинки под воду велась через неширокие майны около шпунта. Проектная длина понура обеспечивалась отсыпкой в

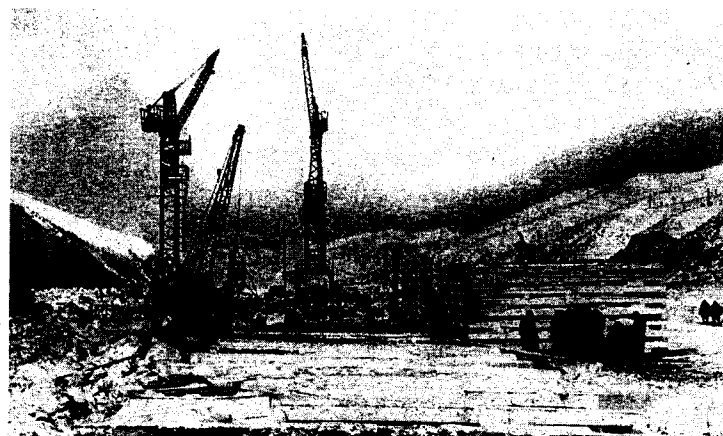


Рис. 5.14. Рубка рьяей перемычек первой очереди Бухтарминской ГЭС на льду Иртыша зимой 1955 года

конце его через небольшие проруби скального банкета на глубину воды. Гравийно-песчаный грунт и каменная пригрузка понура выполнялись без удаления льда.

Все работы по возведению перемычек были закончены к маю 1955 г. за восемь календарных месяцев. В момент завершения работ уровень воды в только что замк-



нумом перемычками котловане соответствовал бытовому в реке. Однажды ночью во время половодья уровень воды в реке резко упал, а в котловане остался на прежней отметке. Образовался значительный обратный перепад. Под его воздействием вода стала фильтровать из котлована в реку через одно из незаваренных отверстий в шпунте. Водонепроницаемость перемычки была нарушена и суглинистый экран в этом месте за несколько часов был частично размыт. Этот пример свидетельствует о необходимости не только строго следить за качеством шпунтового ограждения, но и иметь в котловане ко времени завершения работ в период весеннего половодья хотя бы часть готовых к работе водоотливных средств. Похожее явление, повлекшее расстройство уплотнений низовой части перемычки, имело место и в котловане Верхне-Свирской ГЭС в 1941 г. [33].



Рис. 5.15. Общий вид котлована первой очереди Бухтарминской ГЭС в период строительства её перемычек весной 1955 года

Ряжевые перемычки широко использовались при строительстве Волховской, Днепровской, Свирской, Рыбинской, Угличской, Усть-Каменогорской, Мамаканской, Братской, Зейской и других ГЭС. Во многом благодаря своей универсальности они, несмотря на серьезные недостатки, и в современном гидростроительстве являются одним из основных типов перемычек.

#### 5.2.4. Перемычки из шпунта

Перемычки из шпунта могут быть однорядными, двухрядными и ячеистыми. Они выполняются из деревянного или стального шпунта плоской или корытной формы и обладают по сравнению с другими видами перемычек серьезными преимуществами: незначительно стесняют русло, хорошо противостоят большим скоростям потока и давлению льда, не боятся подмыва основания, допускают перелив воды через гребень, технологичны в строительстве. Перечисленные качества обеспечили им в условиях дефицита лесоматериалов широкое распространение в мировом гидростроительстве.

**Однорядные шпунтовые перемычки** (рис. 5.16) представляют собой забитые в грунт шпунтовые стенки, обвалованные с одной или с обеих сторон

как из деревянного, так и из стального шпунта (предпочтительно корытного профиля).

Деревянный шпунт для таких перемычек готовят из бруса хвойных пород толщиной 8 или 15 см. Он выдерживает горизонтальную нагрузку от засыпки грунтом на высоту до 2 м (а металлический – на высоту до 4 м). Увеличения высоты однорядных перемычек достигают анкеромкой верха шпунта к якорям, располагаемым вне призмы обрушения грунта.

Перемычки из стального шпунта с такой анкеромкой широко применялись, например, при строительстве защитных сооружений г. Санкт-Петербурга от наводнений.

Однорядные перемычки из деревянного шпунта используются в современном гидростроительстве лишь на ремонтных работах и при строительстве малых ГЭС, а из стального шпунта – преимущественно в качестве противофильтрационных диафрагм земляных, ряжевых и смешанных перемычек.

**Двухрядные шпунтовые перемычки** (рис. 5.17) представляют собой два ряда шпунта с засыпкой грунта между ними, соединенных по верху схватками, а через 2,5-3 м по высоте стяжками. В перемычках из стального шпунта нередко для увеличения жесткости между рядами шпунта через 3-4 толщины перемычки выполняют поперечные диафрагмы из того же шпунта.

Высота таких перемычек при деревянном шпунте может достигать 6-7 м, а при стальном – 12 м. Расстояние между рядами шпунта принимают: при деревянном шпунте – равным или несколько большим их высоты, а при стальном – от 0,8 до 1,0 свободной высоты шпунта.

Двухрядные перемычки из шпунта применяют в качестве продольных при нескальных основаниях, а также – в качестве поперечных при пропуске потока через гребень.

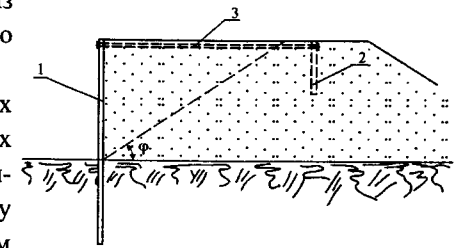


Рис. 5.16. Схема однорядной шпунтовой перемычки:

1 – шпунт, 2 – якорь, 3 – оттяжка

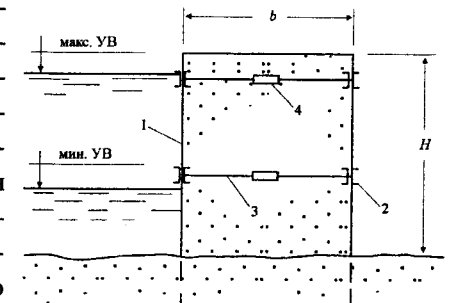


Рис. 5.17. Схема двухрядной шпунтовой перемычки:

1 – шпунт, 2 – продольные схватки; 3 – стяжки, 4 – стяжные муфты

**Ячеистые перемычки** (рис. 5.18). Ячеистые перемычки представляют собой замкнутого контура ячейки из плоского шпунта типа ШП, которые заполнены грунтом или горной массой. По сравнению с перемычками других типов они имеют целый ряд преимуществ, в том числе: применимы при любых основаниях, имеют малые габариты и незначительно сужают русло реки, одинаково хорошо работают на давление с обеих сторон, допускают перелив потока через гребень, требуют меньше трудозатрат (0,2-0,3 чел. дн. на 1 м<sup>3</sup> перемычки против 0,5-0,6 у двухрядных и 1,0-1,4 чел. дн. у ряжевых), обладают высокой степенью механизации работ при небольшом расходе электроэнергии.

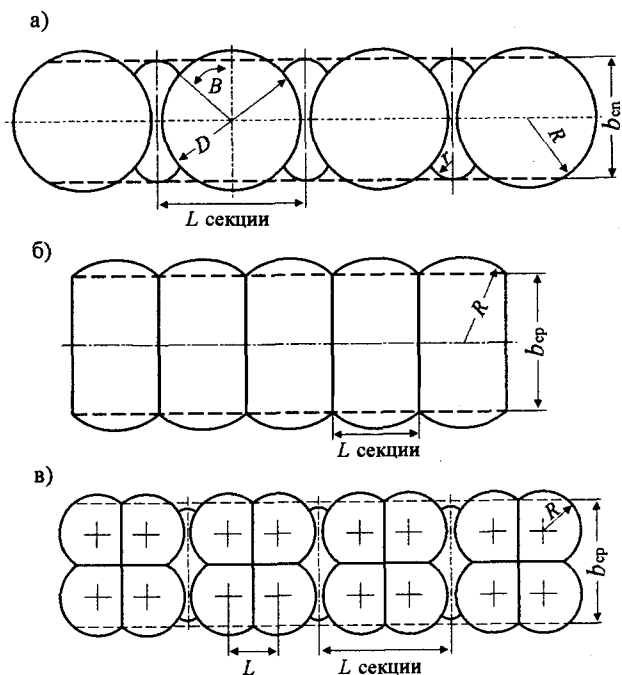


Рис. 5.18. Типы ячеистых перемычек:

а – цилиндрические, б – сегментные, в – цилиндрические со взаимно-пересекающимися диафрагмами; 1 – цилиндрические ячейки, 2 – соединительные козырьки, 3 – поперечные стенки-диафрагмы, 4 – сегментные наружные стенки;  $D$  – диаметр ячеек,  $R$  – радиус ячеек,  $r$  – радиус козырьков,  $L$  – длина секций,  $b_{ср}$  – ширина секций

Ячеистые перемычки бывают трех типов: цилиндрические, сегментные и цилиндрические со взаимно пересекающимися диафрагмами.

*Цилиндрические перемычки* состоят из ряда цилиндров, соединенных между собой козырьками. Диаметр цилиндров – от 0,8 до 0,9 расчетного напора, расстояние между ними – от 0,5 до 2,5 м. Радиус козырьков равен или

несколько меньше радиуса цилиндров. Примыкание козырьков к цилиндрам выполняется под прямым углом к касательной. Внутреннее пространство цилиндрических ячеек заполняется песчаным или гравийно-песчаным грунтом. При этом конструкция их позволяет вести засыпку банок в любом порядке.

Глубина забивки шпунта обычно составляет не меньше 1/3 высоты перемычки или до водоупора. При залегании последнего на большой глубине величина погружения шпунта определяется расчетом в зависимости от напора на перемычку и фильтрационных характеристик грунтов основания.

Цилиндрические перемычки рекомендуется применять при песчаных, супесчаных, гравелистых и суглинистых грунтах, допускающих относительно легкое погружение и извлечение шпунта (обычно специальными вибраторами). На скальных, валунных и плотных глинистых грунтах применение их из-за недостаточной устойчивости менее целесообразно. При невозможности забивки шпунта, однако, такие перемычки могут быть установлены на расчищенное основание с последующим заполнением внутреннего пространства бетоном на высоту 1,0-2,0 м. Такой прием был использован, например, при возведении ячеистых перемычек на бетонном основании при строительстве второго здания гидроэлектростанции на Днепрогэс.

При выполнении из шпунта ШП-1 высота перемычек этого типа ограничивается напором до 14 м, при больших напорах разрывающие усилия в замках могут превышать допустимые.

Строительство ячеистых перемычек осуществляется обычно в следующем порядке: разбивают створ перемычки, готовят основание (производится расчистка его или намыв песчаного основания), устанавливают шаблоны цилиндров и козырьков, производят предварительную сборку по шаблону ячеек из коротких, 4-5 метровых шпунтин, затем устанавливают и забивают шпунт проектной длины с заменой им набранных в шаблоне коротких шпунтин. При сборке коротышей в шаблоне особо тщательно фиксируют места установки стыковых шпунтин для козырьков. Для уточнения условий работ до начала их производят опытную забивку (на проектную глубину) и выдергивание нескольких шпунтин.

При возведении ячеистых перемычек на сухом основании и при относительно небольшой длине шпунта нередко изменяют технологию работ и отказываются от использования шаблонов. Контур ячеек в этом случае разбиваются геодезистами непосредственно на основании, а места установки шпунтин фиксируются короткими (порядка 0,5 м) отрезками шпунта, которые удаляют по мере установки каждой из шпунтин. Кран при этом, если допускают размеры ячеек, располагают внутри их контура.

В случаях неувязок при замыкании ячеек в процессе работ с помощью сварки изготавливают из обычного шпунта специальные клиновидные

шпунтины, соответствующие по форме полученному отверстию. Для установки такой шпунтины выдергивают одну из смежных с ней шпунтин, на ее место забивают клиновидную, а замыкание ячейки производят забивкой в оставшееся отверстие нормальной шпунтины.

Забивку шпунта при песчаном основании производят вибропогружателем ВПП-2, а в более плотные грунты – пневматическим молотом. Выдергивают шпунт с помощью вибропогружателей и кранов.

Цилиндрические перемычки всегда широко применялись в зарубежном гидростроительстве. В отечественной гидротехнике в целях экономии металла применение их ограничивалось преимущественно работающими в наиболее тяжелых условиях продольными перемычками крупных ГЭС. Перемычки этого типа, в частности, использовались при строительстве Горьковской, Куйбышевской, Каховской, Сталинградской, Кайраккумской и Днепровской ГЭС (рис. 5.19).

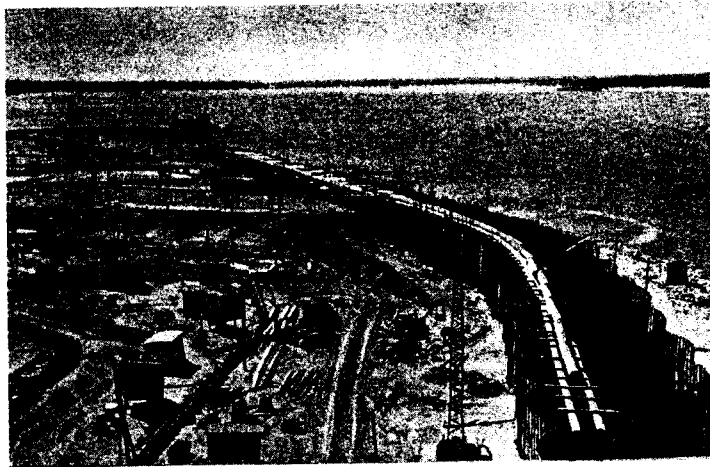


Рис. 5.19. Строительство ячейистой перемычки из шпунта на волжской ГЭС

Сегментные перемычки состоят из замкнутых ячеек, образованных шпунтовыми диафрагмами и сегментами. Длину диафрагм, расстояние между ними и радиус сегментов обычно принимают одинаковыми в пределах 0,8-1,2 расчетной высоты, а глубину забивки шпунта – по аналогии с цилиндрическими.

Перемычки такой конструкции применяют при напорах 14-20 м на основаниях, допускающих забивку шпунта. Увеличения напора достигают за счет сближения диафрагм. По расходу шпунта такие перемычки на 20-25% экономичнее цилиндрических, но жесткость их меньше. Поэтому при загрузке смежных ячеек грунтом во избежание прогиба диафрагм и расстрой-

ства замковых соединений разница в отметках засыпки в смежных ячейках ограничивается двумя метрами. Технология возведения этих перемычек одинакова с цилиндрическими.

Цилиндрические перемычки со взаимно пересекающимися диафрагмами применяются при напорах значительно превышающих 20 м, преимущественно когда по условиям эксплуатации требуется большая устойчивость каждой ячейки. Они сложны в исполнении, поэтому в практике мирового строительства используются редко, а в отечественном гидростроительстве не применялись.

Типичными примерами использования ячейистых перемычек из стального шпунта служат строительства Горьковской и Сталинградской ГЭС.

Горьковская ГЭС – четвертая ступень Волжского каскада, расположена у г. Городца на р. Волге. Назначение ее – выработка электроэнергии и создание глубоководного пути по Волге от Городца до Рыбинска. Мощность при расчетном напоре 14 м составляет 520 МВт, годовая выработка электроэнергии – 1513 млн. кВт·ч. В состав гидроузла входят: русловое здание ГЭС на 8 гидроагрегатов, бетонная водосливная плотина длиной 286 и высотой 34 м, два однокамерных двухниточных шлюза и намывные земляные плотины общей длиной более 18600 м. Протяженность напорного фронта основных сооружений составляет 13 км. В основании плотин залегают пески, а здания гидроэлектростанции – глины и мергели.

При пойменной компоновке бетонных сооружений гидроузла здание ГЭС и водосливная плотина располагались на правобережной, а судоходные сооружения – на левобережной пойме. Строительство гидроэлектростанции и водосливной плотины осуществлялось под защитой перемычек. Поперечные перемычки выполнялись намывными из грунта котлована, а продольная – ячейистой из металлического шпунта. Последняя состояла из 16 цилиндрических, 59 сегментных ячеек, верховой шпунтовой струна направляющей стенки длиной 86 м и концевой шпунтовой стенки протяженностью 55,5 м. Сопряжение шпунтовой перемычки с поперечными земляными осуществлялось 15 метровыми шпунтовыми диафрагмами. Диаметр цилиндрических ячеек был принят равным 6,75 м, а радиус сегментных – 5,826 м. Цилиндрическая ячейка образовывалась 52, ее козырек 11-14, перегородка сегментной ячейки – 12, а сегменты – 15 шпунтинами. Глубина забивки шпунта определялась возможным подмывом и была принята равной 9 м при высоте его выше уровня земли на 5 м.

Установка шпунта цилиндрических и сегментных ячеек впервые в гидростроительстве производилась преимущественно вибропогружением с помощью электро-механических вибраторов БТ-5 и башенного крана, располагавшегося с внешней стороны шпунтовой стенки. При этом вибратор мог быть использован как для погружения, так и для извлечения шпунтин. Для установки шпунта использовались шаблоны, высота которых была принята равной надземной высоте шпунта. При принятой технологии норма установки и забивки шпунта в мелкопесчаный грунт составляла 20 шпунтин в смену, а всего за 3 зимних месяца двумя работающими вибраторами было погружено более 3150 шпунтин [34.12].

Сталинградская ГЭС – крупнейшая гидроэлектростанция Волжско-Камского каскада мощностью 2530 МВт при выработке 11450 млн. кВт·ч электроэнергии до-

полнительно обеспечивает орошение 1,5 млн. и обводнение 6,0 млн. га засушливых земель Заволжья и Прикаспийской низменности, создание глубоководного речного пути от Саратова до Астрахани и организацию магистральных железнодорожного и шоссейного мостовых переходов через Волгу.

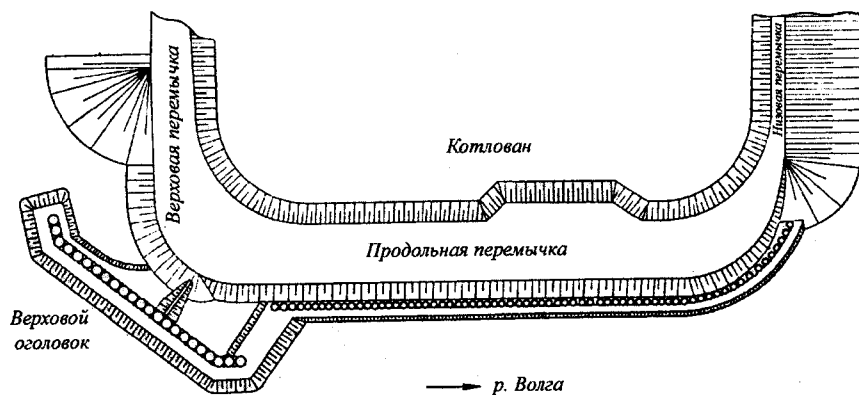


Рис. 5.20. Земляная перемычка котлована здания гидроэлектростанции с ячеистым шпунтовым ограждением и струнаправляющим оголовком на Сталинградской ГЭС

В состав гидроузла входят: здание гидроэлектростанции на 22 агрегата, совмещенное с 44-мя глубинными водосбросами, обеспечивающими пропуск половины паводкового расхода; бетонная водосливная плотина длиной 736 и высотой 42 м, земляные намывные плотины общей длиной 3398 м с наибольшей высотой 47 м, судоходные сооружения с двухступенчатыми шлюзами, Волго-Ахтубинский канал и комплекс рыбопропускных устройств. Все бетонные сооружения гидроузла расположены на одном берегу.

Строительство гидроузла осуществлялось секционированием русла в две очереди в одном котловане под защитой намывных перемычек. Продольная перемычка была выполнена земляной с защитой оголовка и нижней части напорного откоса до уровня прохождения высоких ледоходов ячеистой стенкой из стального шпунта. Откос перемычки выше шпунта крепился камнем (рис. 5.20). Такое решение позволило уменьшить расход шпунта против типовой цилиндрической перемычки более чем вдвое.

Защитная шпунтовая стенка намывной перемычки состояла из 73 ячеек диаметром 10 м, а струнаправляющий оголовок ее – из 22 ячеек диаметром 16 м. При свободной высоте ячеек около 6 м шпунт забивался на глубину 10-12 м в мелко- и среднезернистые пески. Забивка шпунта производилась насухо без использования шаблонов вибропогружателями ВПП-2 с помощью располагавшихся внутри ячеек гусеничных кранов Э-1003. Производительность установки шпунта составляла в среднем 16-20 шпунтин в смену на кран. В результате за 8 месяцев было установлено и забито 10,1 тыс. т шпунта [48.38; 48.53].

### 5.2.5. Бетонные перемычки

Бетонные перемычки применяются исключительно в узких створах при строительстве гидроузлов с высокими и сверхвысокими бетонными плотинами. Часто выполняются в виде арочных конструкций, что позволяет уменьшить до минимума их толщину и объемы работ по самой перемычке и строительному тоннелю. В узких ущельях они нередко возводятся на покрывающих скалу рыхлых отложениях с устройством глубокой цемзавесы или под водой без создания и осушения котлована (рис. 5.21; 5.22; 5.23).

Бетонная низовая перемычка Чиркейской ГЭС (рис. 5.23) высотой 12-15 м была возведена в узком ущелье, имевшем в основании ширину менее 10 м. Она была выполнена на естественных делювиальных отложениях русла, покрытых скальным грунтом, обрушенным с бортов каньона при разработке котлована под арочную плотину и ГЭС. Общая толщина подстилавших ее рыхлых отложений составляла более 15 м и расчистка этих отложений до коренных пород из-за большой глубины выемки, крайней узости ущелья и близости низового портала строительного тоннеля полностью исключалась. Надежная защита котлована от фильтрации воды с нижнего бьефа в этих условиях была достигнута устройством на всю глубину подстилающих перемычку рыхлых отложений двухрядной цементационной завесы.

Верховая бетонная перемычка плотины Докан в Ираке была выполнена в виде арки высотой 40 и длиной по гребню 80 м на массивной бетонной плите, забетонированной под водой на гравийном основании в огражденном шпунтом пространстве. При этом часть гравийного грунта основания была предварительно удалена, а оставшийся аллювий зацементирован во время межени [47].



Рис. 5.21. Бетонная перемычка ГЭС Рейс Мулен в Италии



Рис. 5.22. Бетонная затопляемая перемычка на ГЭС Кариба

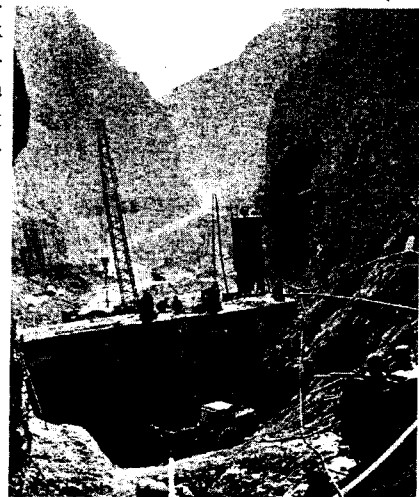


Рис. 5.23. Бетонная низовая перемычка котлована Чиркейской ГЭС

### 5.2.6. Перемычки смешанной конструкции

Перемычки смешанной конструкции многообразны по техническим решениям. Конструкции их имеют, как правило, индивидуальный характер и характерны сочетанием каменной наброски с другими материалами (ряжами, шпунтом или бетоном, а нередко и всеми вместе). Применение таких перемычек в большинстве случаев является следствием использования каких-либо особенностей створа или влияния организационно-технических обстоятельств (в первую очередь экономии дефицитных материалов). Нередки случаи использования смешанных конструкций и при пропуске строительных расходов через гребень перемычек или при большой высоте таких сооружений.

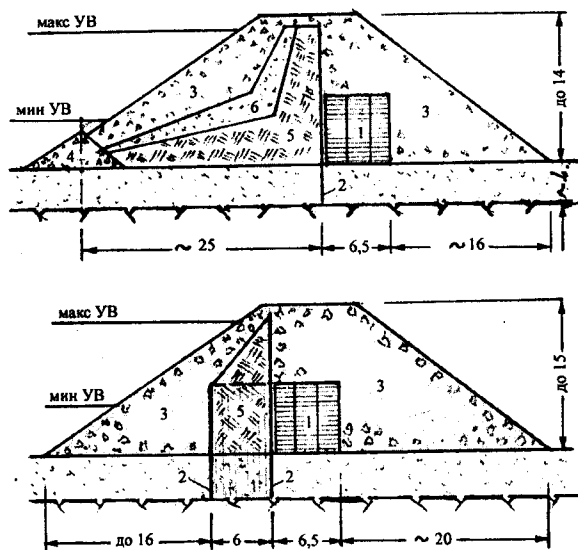


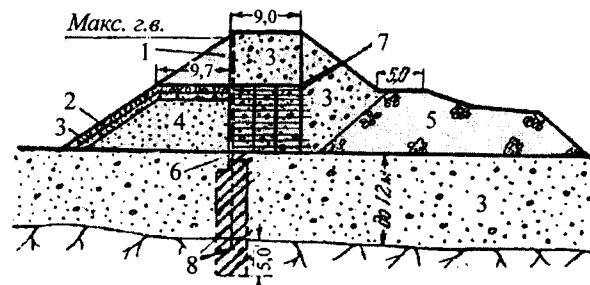
Рис. 5.24. Перемычки смешанной конструкции котлована 1-й очереди Бухтарминской ГЭС:

1 – узкий ряж, 2 – основной шпунт, 3 – упорная и защитная каменная призмы, 4 – ограничительный банкет понура, 5 – понур из суглинка 6 – гравийно-песчаный грунт

Смешанная конструкция поперечных перемычек Бухтарминской ГЭС (рис. 5.24, а), например, кроме экономии дефицитных лесоматериалов решала задачу уменьшения фильтрации через находившиеся в основании ее аллювиальные отложения относительно небольшой толщины (3-4 м). Решение было достигнуто за счет удлинения пути фильтрации в подстилающем слое аллювия путем создания глиняного понура (забить шпунт в который на всю глубину не удавалось). Конструкция же продольной перемычки той же ГЭС (рис. 5.24, б) была вызвана к жизни жесткими требованиями к ее габаритам в условиях узкого створа и ограниченными ресурсами шпунта.

При сооружении аналогичных перемычек на Усть-Каменогорской ГЭС (рис. 5.25) при много большей толщине подстилающего аллювия для решения тех же задач впервые в стране была выполнена глубокая цементация гравийно-песчаных отложений. При этом было установлено неременное условие осуществления подобного решения – наличие у перемычки хотя бы незначительного понура [27.6].

Разрез по верховой перемычке



Разрез по низовой перемычке

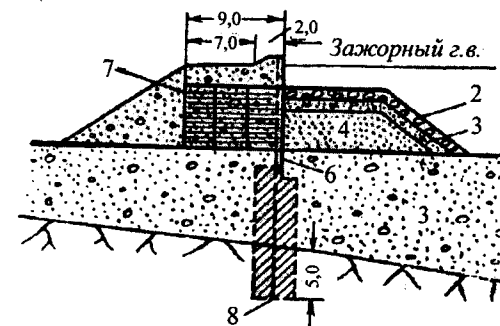


Рис. 5.25. Перемычки смешанной конструкции Усть-Каменогорской ГЭС:

1 – стальной шпунт, 2 – крупный камень, 3 – гравийно-песчаный грунт, 4 – суглинок, 5 – упорная призма из камня, 6 – цементационные скважины, 7 – узкий ряж, 8 – зацементированный аллювий и скальный грунт

Строительство Усть-Хантайской ГЭС на реке Хантайка в составе подземного машинного зала на 7 агрегатов общей мощностью 441 МВт при расчетном напоре 45,8 м с типовым водоприемником и подземными напорными водоводами, каменно-земляной плотины высотой 72 м, временного тоннельного и постоянного открытого эксплуатационного водосбросов осуществлялось при пропуске строительных расходов комбинированным способом через небольшой строительный тоннель и недостроенную плотину. При этом входившая в тело плотины низовая перемычка была рассчитана на пропуск одного паводка и выполнена водосливной смешанной конструкции, включавшей каменную наброску, ряж и крепление бетоном и негабаритным камнем (рис. 5.26).

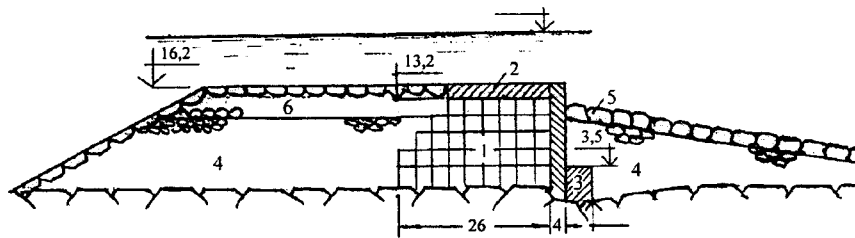


Рис. 5.26. Водосливная перемычка Усть-Хантайской ГЭС смешанной конструкции:

1 – рязь, 2 – бетонная плита, 3 – бетонный массив, 4 – горная масса, 5 и 6 – негабаритный камень

### 5.3. Расчет перемычек

**Земляные и каменно-земляные перемычки.** Земляные перемычки типовых профилей высотой до 15 м достаточно проверены практикой и не требуют каких-либо расчетов. При высоте более 15 м обосновываются расчетом ширина их профиля, дренажные устройства и заложение откосов. Поперечные профили каменно-земляных перемычек с рекомендуемыми откосами при надежном основании всегда обладают достаточной устойчивостью на сдвиг и проверяются расчетом лишь при слабом основании и более крутых откосах.

Фильтрационный расчет перемычки и ее дренажа производят обычно методом ЭГДА, а устойчивость откосов проверяют расчетом на скольжение по круглоцилиндрической поверхности. Методика этих расчетов подробно изложена в многочисленных справочниках и специальной литературе, поэтому в настоящей работе не приводится.

Широко применяемые на сибирских реках каменно-земляные и ряжевые перемычки (рис. 5.27) на аллювиальных отложениях с высоким коэффициентом фильтрации ( $K_{\phi} \leq m/\text{сут}$ ), могут быть рассчитаны по методике, изложенной в [0.6].

Согласно этой методике приток воды в котлован через основание перемычек с учетом проницаемости понура определяется по формуле:

$$Q = k_0 T H B / \{L + 0,88T + (\sigma \delta T)^{1/2} \text{th}[l_n / (\sigma \delta T)^{1/2}] + 2,9 \lg \cos(\pi S / 2T)\}, \quad (5.2)$$

где  $Q$  – расход через основание перемычки на 1 пог. м ее длины;  $B$  – длина перемычки;  $T$  – мощность аллювиальных отложений;  $k_0$  – коэффициент фильтрации грунта основания;  $k_n$  – коэффициент фильтрации понура;

$H$  – расчетный напор;  $l_n$  – длина понура;  $L$  – горизонтальное расстояние от передней стенки ряжа (1 тип) или подножия откоса каменной призмы (2 тип) до понура;  $\delta$  – толщина понура;  $S$  – длина шпунта в пределах русловых отложений;  $\sigma = k_0 / k_n$ .

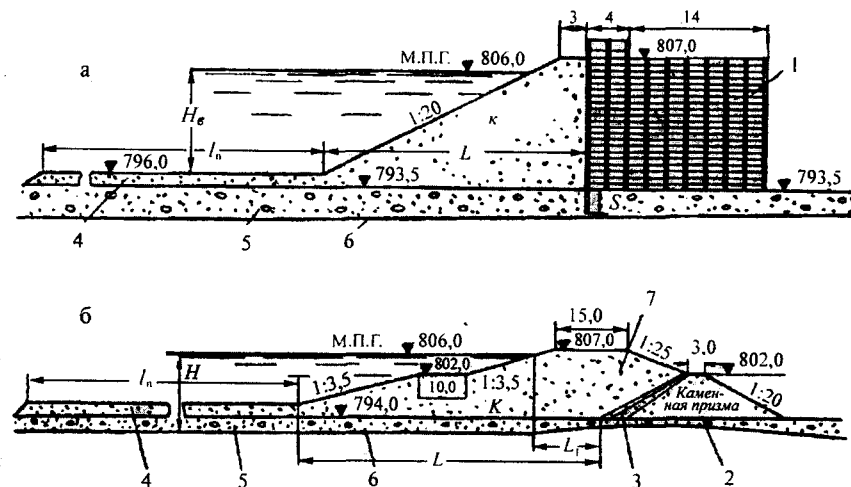


Рис. 5.27. Схемы поперечных перемычек русловых котлованов сибирских рек: а – ряжевая перемычка, б – земляная перемычка: 1 – рязь, 2 – каменная призма, 3 – обратный фильтр, 4 – супесчаный понур, 5 – русловые отложения, 6 – кровля скалы, 7 – тонкозернистый песок

Приток воды в котлован через тело перемычки с учетом проницаемости шпунта находится по формуле:

$$Q_1 = k H_B^2 B / 2 [L_1 + H_B / (2 + 1/m) + \Delta l_m], \quad (5.3)$$

где  $Q_1$  – расход через тело перемычки на 1 пог. м ее длины;  $k$  – коэффициент фильтрации грунта плотины;  $H_B$  – глубина воды перед перемычкой;  $B$  – длина перемычки;  $L_1$  – горизонтальное расстояние от уреза воды перед перемычкой до передней стенки ряжа (1 тип) или подножия откоса каменной призмы (2 тип);  $m$  – среднее заложение верхового откоса перемычки;  $\Delta l_m$  – длина пути фильтрации, эквивалентная металлическому шпунту со щелями в замках, заполненными грунтом (по данным натуральных наблюдений  $\Delta l_m = 120-500$  м).

**Ряжевые перемычки.** Ряжи в перемычках этого типа рассчитывают как подпорную стенку на сдвиг по плоскости основания. Расчет на опрокидывание при высоте ряжа меньшей его ширины обычно не производят. При больших размерах клеток ряжа (3 м и более) брусья днища и венцов проверяют на прочность от веса засыпки. При этом как брусья днища ряжа, так и

брусья его стенок рассчитывают на изгиб как однопролетные балки с заделанными концами, соответственно, на вертикальную или горизонтальную нагрузку от засыпки грунтом, а узлы пересечения брусьев – на смятие вдоль волокон [33; 47].

Расчет на сдвиг (рис. 5.28) выполняется по формуле:

$$K = (f P_p) / (E_0 + E_3) \geq 1,2, \quad (5.4)$$

где  $f$  – коэффициент трения ряжа по основанию, при заполнении камнем принимаемый: на скальном основании – 0,6; на песчаном – 0,35, на суглинке – 0,3, на глине – 0,2;  $P_p = \gamma_p H_p b$  – вес ряжа,  $E_0 = 0,5 \gamma H^2$  – давление воды,  $E_3 = 0,5 \gamma_3 H_3^2 \operatorname{tg} (45^\circ - \varphi / 2)$  – давление засыпки;  $H_p$  и  $H_3$  – соответственно, высота ряжа и засыпки,  $\gamma_p$  и  $\gamma_3$  – соответственно, объемный вес ряжа и засыпки с учетом взвешивания;  $\varphi$  – угол естественного откоса засыпки ряжа.

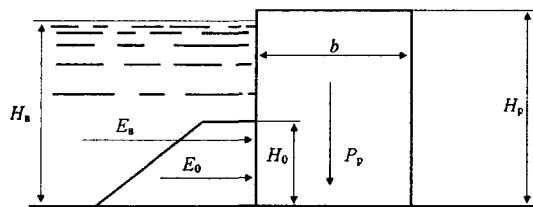


Рис. 5.28. Расчетная схема ряжевой перемычки на сдвиг:

$H_v$  – глубина воды,  $H_p$  – высота ряжа,  $P_p$  – вес ряжа,  $E_a$  – давление воды,  $b$  – ширина ряжа,  $H_0$  – пригрузка

Объемный вес ряжа определяют по формуле:

$$\gamma_p = m_d \gamma_d + m_3 \gamma_3 (1 - n_3), \quad (5.5)$$

где  $m_d$  и  $m_3$  – доля содержания дерева (принимаемая равной 0,14 – 0,2) и засыпки в ряжевой стенке,  $\gamma_d$  и  $\gamma_3$  – объемные веса, соответственно, дерева и засыпки, т/м<sup>3</sup>,  $n_3$  – пористость грунта засыпки.

Вес ряжа при наличии воды в нижнем бьефе перемычки должен быть уменьшен из – взвешивающего действия последней на величину, определяемую по формуле

$$P_{взв} = [m_d + m_3 (1 - n_3)] h_{нб}, \quad (5.6)$$

Расчет на прочность состоит в определении напряжений смятия в нижних венцах ряжа и может производиться по формуле:

$$R = (P_d + P_3) / F + (\Sigma M_p + \Sigma M_E) / W \leq R_{см}, \quad (5.7)$$

где  $P_d$  и  $P_3$  – вес, соответственно, деревянной конструкции и грунта засыпки на 1 м длины ряжа,  $F$  – площадь смятия венцов,  $\Sigma M_p$  и  $\Sigma M_E$  – сумма мо-

ментов, соответственно, всех вертикальных сил относительно оси ряжевой перемычки и всех горизонтальных сил относительно плоскости основания ряжа,  $W$  – момент сопротивления постели венцов относительно оси ряжа,  $P_3^1$  – давление грунта засыпки на каркас ряжа, определяемое по формулам:

$$P_3^1 = n P_3, \quad (5.8)$$

$$n = 1,0 - [1 / (K H_p \psi / F)] (1 - L n^{-K H_p / \omega}), \quad (5.9)$$

где  $\psi$  – внутренний периметр клетки ряжа,  $\omega$  – площадь поперечного сечения клетки ряжа в свету,  $K$  – коэффициент качества загрузки ряжа, принимаемый: для камня – 0,20, для песка – 0,23 и для супеси – 0,25;  $n$  – коэффициент передачи давления на каркас ряжа, принимаемый в предварительных расчетах равным: 0,5 – для песчаных грунтов и 0,6 – для камня.

**Ячеистые перемычки** из стального шпунта рассчитываются (расчеты излагаются по методикам [33] и [47]): на фильтрацию через основание и тело перемычки, на устойчивость против сдвига по горизонтальной плоскости (по основанию шпунта) и опрокидывание, на сдвиг заполнения по вертикальной плоскости, на прочность замков и на устойчивость основания против выпирания грунта из-под шпунта.

Расчет фильтрации через ячеистые перемычки выполняют в следующем порядке.

Определяют пропускную способность заполнителя ячеек без учета шпунта:

$$Q = k_\phi L H / 2\eta \quad \text{или} \quad q_{яч} = H / 2\eta, \quad (5.10)$$

где  $\eta = b / H$  – относительная ширина перемычки,  $H$  – напор воды,  $b$  – средняя ширина перемычки;  $L$  – длина перемычки,  $q_{яч} = Q / k_\phi L$  – приведенный расход.

Определяют фильтрационный расход через шпунт. На основании опытных данных величину этого расхода принимают до 25% пропускной способности заполнителя ячеек:

$$q = 0,25 q_{яч}.$$

Определяют ординату выхода фильтрационного потока на низовой грани шпунта:

$$h_1 = 1,35 q. \quad (5.11)$$

Определяют напор внутри ячейки:

$$H_1 = \sqrt{2bq + q^2}. \quad (5.12)$$

По данным  $H$  и  $h_1$  строят кривую депрессии внутри ячейки и определяют фильтрационный расход через нее. В случаях, когда кривая депрессии располагается выше необходимого по расчету положения ее в ячейке, выполняют перфорацию шпунтовой стенки или дренаж засыпки.

Расчет на сдвиг и опрокидывание (рис. 5.29) выполняют путем определения соответствующих коэффициентов устойчивости по формулам:

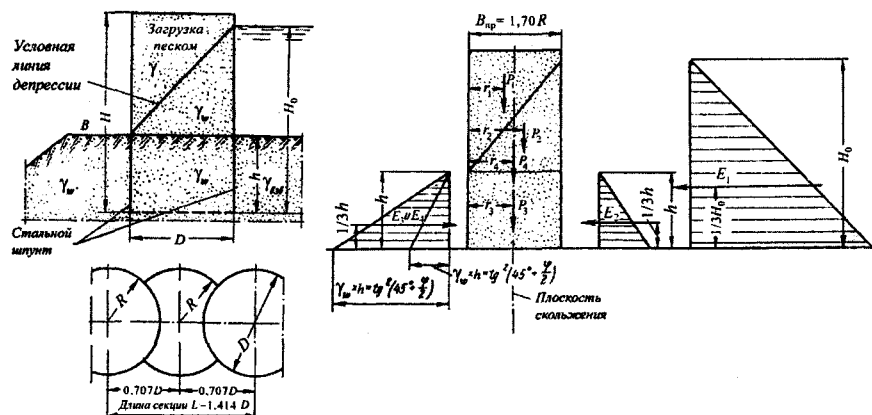


Рис. 5.29. Расчетная схема ячейистой перемычки на сдвиг и опрокидывание

$$K_{сдв} = \Sigma Pf / (E_1 + E_2) \geq 1,10, \quad (5.13)$$

$$K_{опр} = \Sigma M_{удер} / \Sigma M_{опр} \geq 1,25, \quad (5.14)$$

где  $\Sigma P = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = [(H - H_0) + 0,5(H_0 - h)] \gamma_{гр} F + 0,5(H_0 + h) \gamma_{\omega} F + h \gamma_{\omega} F + H \psi P_{шп}$ ;

$$E_1 = 0,5 H_0^2 \gamma_0 L; \quad E_2 = 0,5 h^2 \gamma_{взв} \operatorname{tg}^2(45 - 0,5\varphi) L;$$

$$E_3 = 0,5 \gamma_{\omega} h^2 \operatorname{tg}(45 + 0,5\varphi) L; \quad E_4 = 0,5 \gamma_{\omega} h^2 \operatorname{tg}^2(45 - 0,5\varphi) L;$$

$$\Sigma M_{удер} = r_1 P_1 + r_2 P_2 + r_3 P_3 + r_4 P_4 + E_4 h/3 = r_1 [(H - H_0) + 0,5(H_0 - h)] \gamma_{гр} F + r_2 0,5(H_0 + h) \gamma_{\omega} F + r_3 h \gamma_{\omega} F + r_4 H \psi P_{шп} + E_4 h/3;$$

$$\Sigma M_{опр} = E_2 h/3 + E_1 H_0/3 = 0,5 h^2 \gamma_{взв} \operatorname{tg}^2(45 - 0,5\varphi) L \times h/3 + 0,5 H_0^2 \gamma_0 L H_0/3,$$

где  $\gamma_{гр}$  – объемный вес грунта естественной влажности,  $\gamma_{\omega}$  – объемный вес грунта с водой в порах,  $\gamma_{взв}$  – объемный вес взвешенного в воде грунта,  $\psi$  – периметр одной развернутой секции шпунтовой стенки,  $P_{шп}$  – вес 1 м<sup>2</sup> шпунтовой стенки,  $F$  – площадь горизонтального сечения одной секции,  $L$  – длина одной секции,  $h$  – глубина забивки шпунта,  $B$  – приведенная ширина ячейки, равная 1,7 R.

Расчет перемычки на сдвиг заполнения ячеек по вертикальной плоскости (рис. 5.30) производится путем определения коэффициента запаса по формуле 5.15. Расчет ведется из условия, что сдвиг по вертикальной плоскости воспринимается силами трения песчаного заполнения ячеек и силами трения в замках двух поперечных стенок одной секции [33]:

$$K_{сдв} = T / Q \geq 1,10 - 1,15, \quad (5.15)$$

где  $T = T_{гр} + T_{зам}$ ;  $T_{гр} = 0,5 \gamma_{\omega} H^2 \operatorname{tg}^2(45 - 0,5\varphi) \operatorname{tg} \varphi L$  – сила трения грунта засыпки;  $T_{зам} = 0,5 \gamma_{\omega} H^2 \operatorname{tg}^2(45 - 0,5\varphi) 2f$  – сила трения в замках двух поперечных стенок;  $Q = 2/3 M_{опр} / B_{пр}$  – сдвигающая сила;  $M_{опр} = E_2 H_0/3 - E_1 h/3$  – опрокидывающий момент;  $E_1 = 0,5 \gamma_{\omega} h^2 \operatorname{tg}^2(45 - 0,5\varphi) L$  – давление грунта (распор) со стороны котлована;  $E_2 = 0,5 \gamma_0 H^2 L$  – давление воды со стороны водотока.

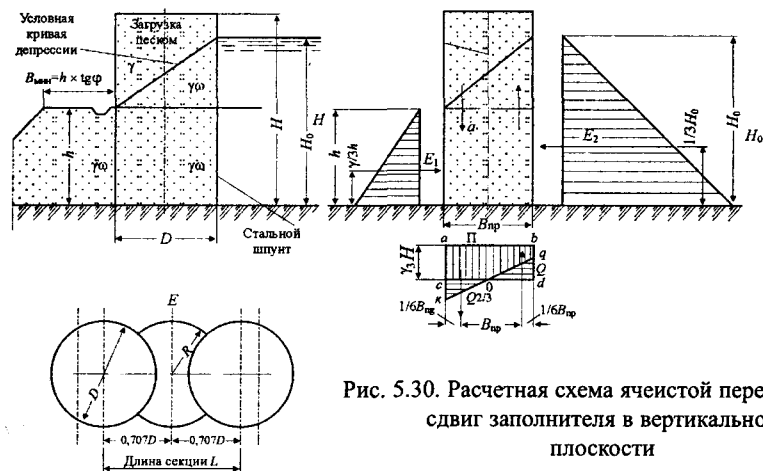


Рис. 5.30. Расчетная схема ячейистой перемычки на сдвиг заполнителя в вертикальной плоскости

Коэффициент запаса на сдвиг шпунтов в вертикальной плоскости зависит от типа ячейки (цилиндрическая или сегментная) и характера основания (скальное или нескальное). Более точно он может быть определен расчетом по методике, приведенной в [47].

Расчет ячеек на растяжение в замках (рис. 5.31) производят на разрывающие усилия  $P$ , определяемые по формулам (5.16-5.24) [47]:

$$P = P_p + P_{соср} + P_{гидр} + P_k, \quad (5.16)$$

где  $P_p$  – разрывающее усилие от распора грунта, создаваемого заполнителем ячейки;  $P_{соср}$  – разрывающее усилие от сосредоточенных нагрузок (льда);



$$P_k = \sigma r \cos \beta, \quad (5.24)$$

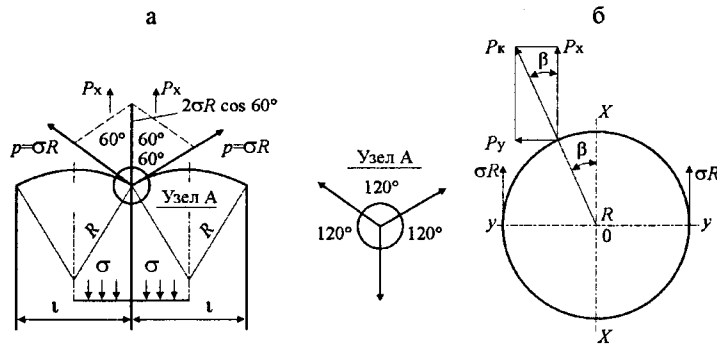


Рис. 5.31. Расчетная схема цилиндрической и сегментной перемычек из стального шпунта на разрыв замков:  
а – для сегментных ячеек, б – для цилиндрических ячеек

$P_{гидр}$  – усилия от неравномерного гидростатического давления в ячейке;  
 $P_k$  – усилие от сосредоточенных нагрузок, передаваемых через угловую шпунтину на основную ячейку;

$$P_p = \sigma l - \text{в поперечной стенке сегментных ячеек при } l \geq R; \quad (5.17)$$

$$P_p = \sigma R - \text{в цилиндрических и наружной стенке сегментных ячеек при } l \leq R, \quad (5.18)$$

где  $l$  – расстояние между поперечными стенками-диафрагмами;  $\sigma$  – ордината эпюры давления засыпки, определяемая по формулам:

$$\sigma = \gamma H_1 \operatorname{tg}^2(45 - 0,5\varphi); \quad (5.19)$$

$$P_{сопр} = \alpha P_{вн} A, \quad (5.20)$$

где  $H_1$  – расстояние от поверхности засыпки до рассматриваемого сечения;  $\alpha$  – коэффициент расположения нагрузки (принимается в пределах 1/3-1/4);  $P_{вн}$  – внешняя нагрузка на 1 м длины сооружения);  $A$  – коэффициент формы ячеек, принимаемый  $A = l$  для ячеек сегментного типа и  $A = l \operatorname{сек} / 2$  – для цилиндрических;

$$P_{гидр} = \gamma h_0 l - \text{для сегментных ячеек при } l \geq R, \quad (5.21)$$

$$P_{гидр} = h_0 R - \text{то же при } l \leq R, \quad (5.22)$$

$$P_{гидр} = 0,5 \gamma R - \text{для цилиндрических ячеек,} \quad (5.23)$$

где  $h_0 = (H_1 + h_1) / 2$  – средняя ордината гидростатического давления внутри ячеек.

Разрывающее усилие от сосредоточенных нагрузок, передаваемых козырьком на основную ячейку через узловую шпунтину, составляет

где  $\sigma$  – интенсивность давления засыпки и воды,  $r$  – радиус козырьков,  $\beta$  – угол между осью ячейки и направлением примыкания козырька.

Расчетное сопротивление на разрыв замков шпунта типа ШП-1 принимают обычно равным 2000 кг/см длины шпунта.

Расчет на устойчивость основания против выпирания грунта из-под шпунта, вызываемого загрузкой ячеек (при обычно применяемой свободной высоте ячеек около 15-20 м), практического значения не имеет.

## 5.4. Разборка и выбор перемычек

Тип и конструкцию перемычки выбирают в зависимости от ее положения в котловане и предъявляемых к ней требований. Последние можно разделить на две категории: общие ко всем сооружениям такого рода и специальные. К общим требованиям относятся: наименьшая стоимость, минимальная фильтрация воды через тело и основание перемычки, надежность сопряжения с основанием, неразрываемость водным потоком, максимальное использование местных и недефицитных материалов, возможность быстрого возведения при наименьших трудозатратах. К специальным – малые габариты, неразрываемость откосов при больших скоростях течения воды, возможность быстрой и полной разборки, возможность пропуска потока через гребень перемычки, способность восприятия больших напоров и давления воды с обеих сторон.

Степень соответствия перемычек разных типов и конструкции этим требованиям и рекомендации по использованию таких сооружений приведены в табл. 5.1.

Большое влияние на выбор типа и конструкции перемычки оказывает необходимость разборки их, особенно при расположении в нижнем бьефе зданий гидроэлектростанций и водосливных плотин из-за возможности нежелательного подпора во время эксплуатации ГЭС.

По этим соображениям предпочтительно применять:

в качестве низовых перемычек котлованов зданий гидроэлектростанций – земляные перемычки любой конструкции или ячеистые перемычки из стального шпунта при возможности погружения и извлечения его вибраторами;

в качестве подлежащих разборке перемычек водосливных плотин, могут применяться как названные выше земляные и шпунтовые, так и каменно-земляные перемычки преимущественно с экраном (без шпунта);

в качестве продольных перемычек при секционировании русла, разборка которых производится большей частью в котловане второй очереди насы-

хо, пригодны практически все типы таких сооружений за исключением бетонных;

в качестве не требующих разборки верховых перемычек котлованов ГЭС, водо-сливных плотин и плотин в узких ущельях могут быть использованы перемычки любой конструкции, наиболее экономичные по условиям строительства.

В целях ускорения хода строительства и снижения трудозатрат при производстве работ разборку перемычек начинают, как правило, сразу после паводка в год затопления котлована и продолжают до пуска потока через сооружение. Работы при этом выполняют поэтапно.

Таблица 5.1

Тип перемычки	Рекомендуется к применению	Применение с ограничениями	Не рекомендуется к применению
Земляные	В поперечных и продольных перемычках при скоростях потока < 0,8 м/с при наличии подходящих грунтов	В продольных перемычках при больших скоростях потока	Не допускаются к применению при переливе потока через гребень перемычки
Каменно-земляные	а. В поперечных и продольных перемычках при скоростях потока до 2,5 м/с, при наличии камня, суглинка и гравийных материалов. б. В качестве перемычек каменно-земляных и каменно-набросных плотин	а. В продольных перемычках при скоростях потока более 2,5-3,0 м/с. б. В затопляемых перемычках при соответствующем креплении гребня и верхового откоса	Не допускаются к использованию в затопляемых перемычках без крепления гребня и откосов
Ряжевые	а. В продольных перемычках при ограниченной ширине реки и наличии местных лесоматериалов, а также на основаниях, не допускающих забивки шпунта. б. В стесненных местах. в. В затопляемых поперечных перемычках при пропуске потока через гребень	В низовых полностью разбираемых перемычках зданий ГЭС	При отсутствии местных лесоматериалов
Цилиндрические и сегментные	а. Для продольных и поперечных перемычек высотой от 10 до 20 м, особенно при возможности погружения и извлечения шпунта вибрированием. б. В стесненных условиях и при большой скорости течения воды. в. В затопляемых перемычках при пропуске потока через гребень и давлении с обеих сторон	В низовых перемычках зданий ГЭС при основании из гравийно-галечниковых грунтов с валунами, затрудняющими извлечение шпунта	В разбираемых перемычках на основании, не допускающем забивку шпунта
Бетонные	а. Для верховых перемычек при строительстве высоких плотин в узких ущельях. б. Для затопляемых перемычек на скальном основании при пропуске потока через гребень	—	Для низовых перемычек зданий ГЭС.
Смешанной конструкции	Для высоких перемычек при разного рода ограничениях или использовании особенностей створа	—	В низовых перемычках ГЭС нежелательно применение трудноразбираемых конструкций из бетона, шпунта и ряжей

На первом этапе производят максимальное уменьшение высоты перемычек до незатопляемых расходами межени отметок с одновременным обжатием их профиля до размеров, обеспечивающих защиту котлована от затопления. Все работы при этом выполняют обычными землеройными механизмами из котлована или с гребня перемычек насухо (рис. 5.32; 5.33).

На втором этапе, при затоплении котлована, по возможности используют перепад между уровнем реки и дном котлована для размыва земляной перемычки потоком воды с предварительным выполнением в ней небольшого прорана взрывом или экскаватором (рис. 5.34).

На третьем этапе, от затопления котлована до пуска воды на сооружения, производят расширение прорана до необходимого размера.

На четвертом, последнем этапе, осуществляют окончательную разборку перемычек.

Разборку перемычек на двух последних этапах производят из-под воды механизмами, в наибольшей мере соответствующими конструкции этих сооружений. Земляные перемычки разбирают земснарядами гидромеханизации или экскаваторами-драглайнами. Каменно-земляные и ряжевые перемычки разбирают тяжелыми экскаваторами-драглайнами (рис. 5.35) или переоборудованными специально для этой цели из ЭКГ – 4,6 обратными лопатами (рис. 5.36). Нередко для разборки каменно-земляных перемычек применяются небольшие взрывы, а на ГЭС Джердап на Дунае использовался специальный трал [47].

Перемычки из стального шпунта разбирают плавучими или гусеничными кранами с помощью паровоздушных молотов двойного действия или специальных вибраторов. При этом установленный вибропогружением в песчаный грунт шпунт, извлекается практически полностью, а забитый в гравийно-галечниковые грунты – не более одной трети. На Сталинградской ГЭС, например, при гравелистых грунтах удалось извлечь только 36% забитого шпунта [47].

Возможность гарантированно избежать оставления в русле неизвлеченного шпунта представляет предварительная разборка перемычек. На Бухтарминской ГЭС, например, она позволила сделать это в обоих котлованах, хотя первая попытка выдернуть шпунт, забитый в гравийно-галечниковые грунты на глубину 3-5 м успехом не увенчалась. При обужении же каменно-земляных и комбинированных с ряжами и шпунтом перемычек экскаватором со дна котлована ряжи были разобраны им без труда, шпунт срезан автогенем на уровне дна отводящего канала под защитой спрессованного суглинка ядра и вывезен бульдозерами из котлована. Оставшаяся часть каменной насыпи перемычек без затруднений была извлечена из-под воды экскаваторами ЭШ-4/40.

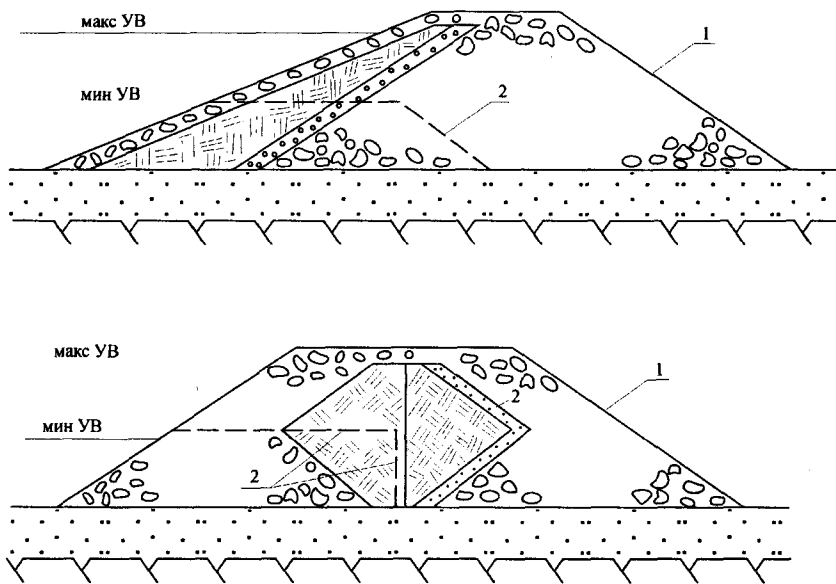


Рис. 5.32. Схема обушения перемычек Бухтарминской ГЭС при подготовке котлована к затоплению:  
1 – контур перемычки до разборки, 2 – контур после обушения

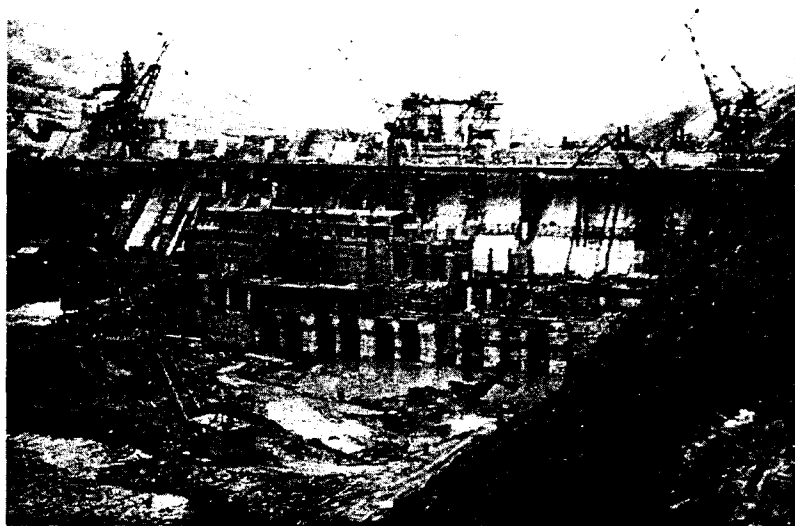


Рис. 5.33. Предварительная разборка низовой перемычки котлована 2-ой очереди на Бухтарминской ГЭС



Рис. 5.34. Размыв песчаной перемычки потоком после взрыва ее на Чебоксарской ГЭС

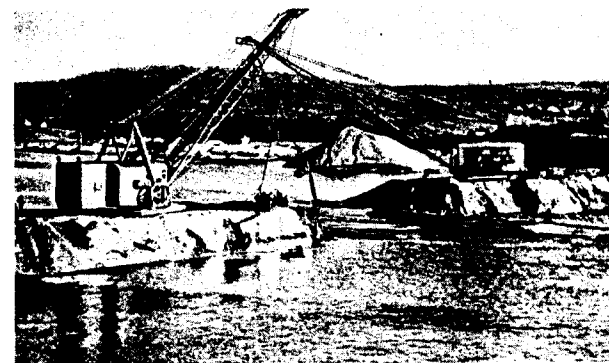


Рис. 5.35. Разборка перемычки экскаваторами ЭШ 4-40 на Иркутской ГЭС

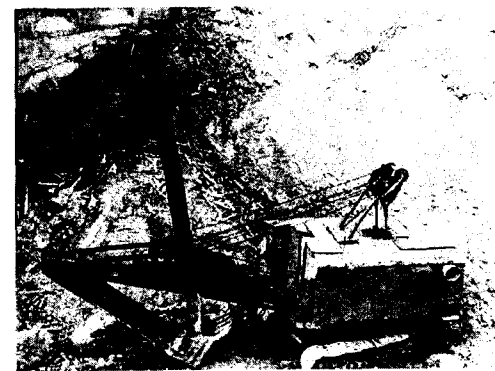


Рис. 5.36. Обратная лопата на ЭКГ-4,6 для разборки перемычки на Чиркейской ГЭС

## 5.5. Эксплуатация котлованом гидроузлов

### 5.5.1. Начальное осушение котлована

Основания большинства гидротехнических сооружений располагаются значительно ниже уровня реки и строительство их возможно только при условии осушения котлована и систематического удаления профильтровавшей воды. В современном гидростроительстве для этого используют два способа: открытый водоотлив и грунтовое водопонижение. Применение того или другого метода определяется размерами котлована, конструкцией перемычек и его гидрогеологическими условиями. Нередко эти методы используются совместно. Окончательный выбор делают на основании технико-экономического сравнения вариантов.

Работы по осушению котлована начинают с удаления воды из огражденной перемычками акватории. Осушение котлована при этом производят, как правило, теми же методами и средствами, которые приняты для поддержания его в рабочем состоянии. Но поскольку объем первоначального водоотлива существенно больше объема фильтрации через дно и перемычки котлована, то и мощность водоотливных средств в начальный период должна быть больше необходимой для его нормальной эксплуатации. Увеличения мощности водоотлива в этот период достигают включением в работу плавучих насосных станций, земснарядов и резервных насосов постоянных насосных водоотлива (рис. 5.37; 5.38).



Рис. 5.37. Начальное осушение котлована основных сооружений Чебоксарской ГЭС плавучей насосной станцией

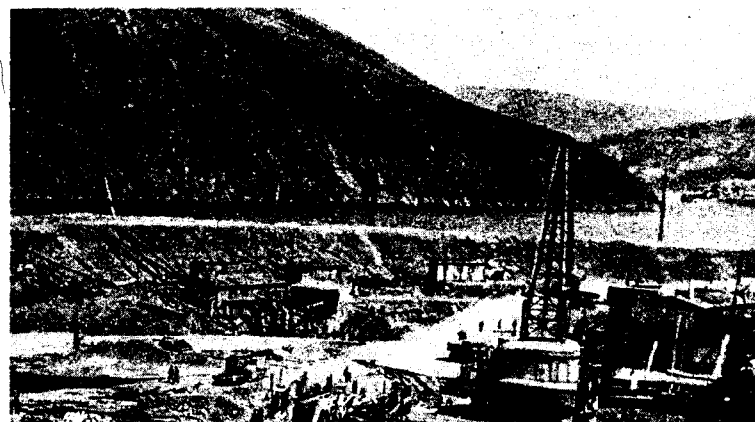


Рис. 5.38. Постоянная насосная водоотлива в котловане Бухтарминской ГЭС, использовавшаяся для начального осушения котлована

Продолжительность начального осушения в значительной степени зависит от грунтов котлована. Скорость понижения уровня воды в котловане для обеспечения устойчивости откосов в первые дни откачки строго ограничивают. При крупнозернистых и скальных породах она не должна превышать 0,5-0,7 м/сут, при среднезернистых – 0,3-0,4 м/сут и при мелкозернистых – 0,15-0,2 м/сут. В последующие дни при скальных, крупно- и среднезернистых грунтах она может быть повышена до 1,0-1,5 м/сут.

Процесс осушения котлована сопровождается постоянными наблюдениями за деформациями дна и откосов, понижением уровня и объемом откачиваемой воды, ее притоком. При увеличении приточности, появлении мутной воды, оползней на берегах и перемычках откачку замедляют или прекращают до устранения ненормальных явлений.

### 5.5.2. Открытый водоотлив

Открытый водоотлив является наиболее простым, дешевым, универсальным и доступным способом удаления из котлованов поверхностной и профильтровавшей воды. До 30-40х годов прошлого столетия он был единственным методом борьбы с водой при любых грунтах.

Основные недостатки его состоят в разрыхляющем действии восходящего фильтрационного потока на основание будущего сооружения, в возможной потере устойчивости откосами перемычек и выносе частиц грунта сосредоточенными струями воды (суффозия) в слабых породах (пески, супеси, суглинки). Поэтому в водонасыщенных грунтах такого вида его рекомендуется применять при разности уровней грунтовых вод и дна котлована менее 2 м.

В современном гидростроительстве этот метод применяют преимущественно при скальных, галечниковых и гравийных грунтах, в глинах и плотных суглинках, устойчивых против фильтрационных деформаций и имеющих коэффициент фильтрации больше 1500 м/сут или меньше 1,0 м/сут.

Установка открытого водоотлива состоит из четырех элементов: водосборной (дренажной) канавы, водосборного колодца (зумпфа), насоса и выбросного трубопровода. В неустойчивых оползневых грунтах к ним добавляются дренажные пригрузочные призмы откосов (рис. 5.39).

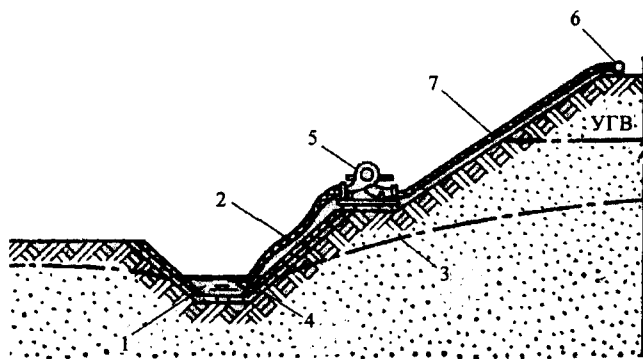


Рис. 5.39. Схема открытого водоотлива в котловане ГЭС:

1 - зумпф, 2 - всасывающий шланг насоса, 3 - уровень воды при работе водоотлива, 4 - дренажная пригрузка, 5 - насосная установка, 6 и 7 - трубы выброса откачиваемой воды

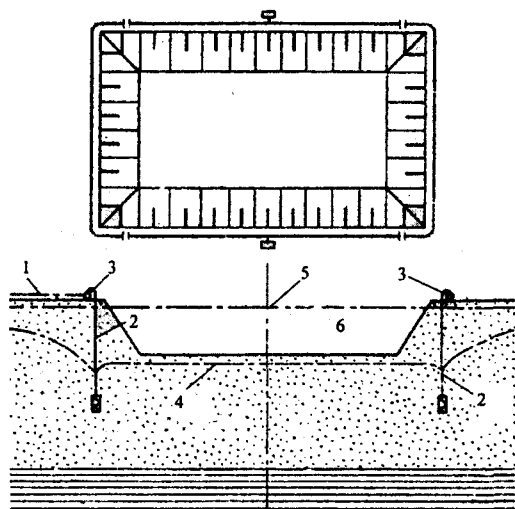


Рис. 5.40. Схема грунтового понижения в котловане:

1 - сбросной трубопровод, 2 - иглофильтр, 3 - всасывающий коллектор, 4 - пониженный уровень воды, 5 - начальный уровень воды, 6 - котлован

Водосборная система водоотлива состоит из зумпфа и водосборной канавы и располагается на самых низких отметках котлована. По мере его углубления она понижается вместе с основанием. Ширину водосборной канавы при этом принимают не менее 0,3 м, глубину - 1,0-2,0 м и уклон в направлении зумпфа - 0,002-0,005. Размеры зумпфа назначают: в плане - не менее 1,5x1,5 м и по глубине 2-5 м. Минимальная емкость зумпфа должна обеспечивать работу насосов в течение 5-10 мин.

Зумпфы и все водосборные устройства располагают за пределами контура сооружения на расстоянии не менее двух глубин котлована. В неустойчивых грунтах постоянные зумпфы ограждают шпунтом или деревянным срубом с устройством по дну и за стенами обратного фильтра.

Насосы при открытом водоотливе используют, как правило, с электроприводом. Наибольшее применение получили насосы типа НДв, НДс и НДн 8»-24» в сочетании с небольшими самовсасывающими насосными агрегатами для заливки основных насосов при запуске. Тип и количество насосов выбирают по расчету с 50%-ным резервом. Нередко число их корректируют по определяемому опытным путем фактическому объему фильтрации.

При глубине всасывания не более 5-6 м насосы устанавливают стационарно на дне котлована или на ряжах (рис. 5.39). При невозможности обеспечить допустимую высоту всасывания стационарной установкой насосов, их монтируют на понтонах или передвижными на специальных рамах.

Каждый насосный агрегат имеет всасывающую и выбрасывающую воду трубы. У основных насосов водоотлива (Ø8" и более) эти трубы обычно стальные со стенками 6-8 мм. Соединения труб выполняют либо на фланцах, либо сварными. Важнейшим условием бесперебойной работы насосной установки при этом является герметичность стыков всасывающих труб. У насосов диаметром менее 8" всасывающая труба часто заменяется гофрированным шлангом.

Нижний конец всасывающей трубы каждого насоса оснащен обратным клапаном, защищенным жесткой цилиндрической решеткой от попадания под клапан плавающих предметов. При работе насоса этот клапан под давлением всасываемой воды открывается, а при остановке под действием собственного веса и столба воды в трубе падает и захлопывает входное отверстие. При плохо закрытом обратном клапане (или негерметичной всасывающей трубе) насос не может быть запущен в работу из-за невозможности создать в нем необходимый вакуум.

Пуск большинства насосов (в том числе всех насосов большого диаметра) требует предварительного заполнения всасывающей трубы водой. Поэтому на больших насосных дополнительно к основным насосам устанавливают небольшие Ø2-4" насосы для заливки основных насосов. При уста-

новке в насосной станции нескольких больших насосов выбросные трубы их нередко соединяют оснащенными вентилями трубами  $\varnothing 2-3''$  для заливки запускаемых агрегатов, что освобождает от необходимости установки заливочных насосов.

Насосы стационарных установок для обеспечения надежного всасывания устанавливаются так, чтобы высота всасывания (от уровня воды до оси насоса) не превышала 4-4,5 м. В исключительных случаях при кратковременной работе насосов она может достигать 5-5,5 м. Насосные водоотлива при этом располагают, как правило, в самом глубоком месте котлована на ограждающих его перемышках. Вспомогательные насосные обычно располагают на дне котлована поблизости от глубоких выемок.

### 5.5.3. Грунтовое водопонижение

Грунтовое водопонижение обладает, по сравнению с открытым водоотливом, существенными преимуществами. Оно обеспечивает возможность полного удаления воды из котлована, не требует устройства в нем сети водосборных канав и колодцев, предохраняет основание от разрушающего действия напорных вод и восходящих потоков открытого водоотлива, уплотняет под влиянием фильтрации дно и откосы котлована и, как следствие, позволяет выполнять их более крутыми, придает котловану культурный вид. Поэтому, несмотря на большую энергоемкость и стоимость, оно получило широкое применение на гидроузлах с благоприятными геологическими условиями.

Суть грунтового водопонижения состоит в том, что по периметру котлована выполняется система водозаборных скважин. При откачке воды вокруг каждой из них образуется местное понижение уровня грунтовых вод в виде депрессионной воронки. При одновременной откачке воды из всех скважин депрессионные воронки пересекаются и уровень грунтовых вод внутри контура скважин понижается. Глубина понижения уровня и радиус влияния скважины зависят от коэффициента фильтрации грунта, мощности водоносного слоя и интенсивности откачки воды (рис. 5.40).

Грунтовое водопонижение и рекомендуется к применению в слабых грунтах средней водопроницаемости с коэффициентами фильтрации  $K_f = 1,0-1500$  м/сут. В практически нефилтрующих глинах и плотных суглинках его без дополнительных мероприятий организовать нельзя.

В зависимости от геологических условий грунтовое водопонижение в котлованах гидроузлов выполняют: легкими фильтрами, эжекторными иглофильтрами и скважинами с глубинными насосами. Для осушения котлованов небольших сооружений в малопроницаемых грунтах с  $K_f < 1,0$  м/сут

применяют специальные способы водопонижения – вакуумирование и электродренаж (электросмос).

**Водопонижение легкими иглофильтрами.** Установка этого типа состоит из погружаемых в грунт легких иглофильтров, уложенного вдоль их всасывающего коллектора, насосной станции и отводящего трубопровода (рис. 5.40 и 5.41).

Иглофильтр представляет собой газовую трубу  $\varnothing 50$  мм длиной 7-8 м. Нижний конец ее оснащен фильтровым звеном и заканчивается наконечником с шаровым клапаном. При откачке воды из грунта шаровой клапан его напором снизу закрывается и вода через фильтровое звено всасывается в иглофильтр. Верхний конец иглофильтра соединен гибким шлангом со всасывающим коллектором из стальных труб  $\varnothing 150-200$  мм, имеющим штуцера через 0,6-0,75 м. Погружение иглофильтров в грунт производится гидравлическим способом при давлении воды 2-4 атм.

Насосный агрегат иглофильтровой установки включает вихревой самовсасывающий или центробежный и соединенный с ним вакуумный насос с вакуумом 500-700 мм ртутного столба.

Иглофильтровые установки выпускаются производительностью от 30 до 280 м<sup>3</sup>/ч при 24-150 иглофильтрах. Количество иглофильтров и расстояние между ними зависят от схемы установки (линейная или кольцевая), типа насосного агрегата и гидрогеологических условий котлована. Для грунтов  $K_f = 10-30$  м/сут расстояние между иглофильтрами составляет: при понижении уровня на 3-4 м – 0,5-0,75 м; при понижении уровня на 2-2,5 м – 1,2-1,5 м.

Глубина понижения уровня грунтовых вод этим методом ограничена высотой всасывания насосов и не превышает 5 м. При необходимости увеличить ее иглофильтры устанавливают в 2-3 яруса, что позволяет понижать уровень воды до 12 м.

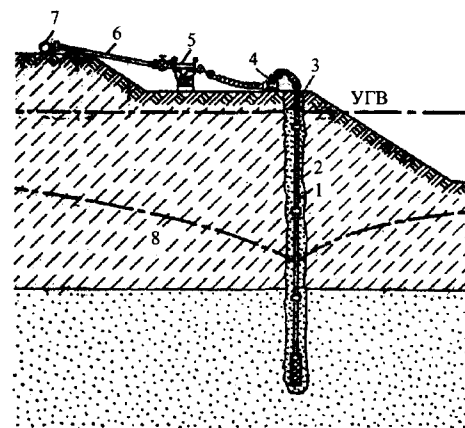


Рис. 5.41. Схема иглофильтровой установки:

1 - иглофильтр, 2 - песчано-гравийная обсыпка, 3 - глиняный тампон, 4 - всасывающий коллектор, 5 - насосный агрегат, 6 - напорный трубопровод, 7 - сбросной трубопровод, 8 - пониженный уровень грунтовых вод

Иглофильтровое водопонижение рекомендуется для песчано-гравелистых и супесчаных грунтов с  $K_{\phi} = 1-100$  м/сут. Наилучший эффект достигается в песчаных грунтах с  $K_{\phi} = 4-40$  м/сут. Поэтому в котлованах гидроузлов легкие иглофильтры используются преимущественно для устройства противофильтрационных завес в местах возможной фильтрации откосов перемычек, как это имело место, например, на продольной перемычке котлована Чебоксарской ГЭС.

**Водопонижение эжекторными иглофильтрами.** Эжекторный иглофильтр представляет собой колонну труб двух диаметров: наружную – надфильтровую и внутреннюю – эжекторную. В нижнем конце наружной колонны расположено фильтровое звено длиной 3-6 м. Верхний конец колонны соединен с распределительным трубопроводом, по которому подается вода. Нижний конец внутренней колонны оснащен водоструйным насосом-эжектором с наконечником и шаровым клапаном. Верхний конец ее проходит через уплотняющий межтрубное пространство сальник и заканчивается трубой для слива откачиваемой воды (рис. 5.42).

Принцип действия эжекторного иглофильтра основан на передаче в водоструйном насосе энергии одним потоком воды другому без каких-либо механизмов. Установка приводится в действие рабочей водой, которая под давлением 7-8 атм поступает в межтрубное пространство и по нему к выходному окну эжектора. Вытекая из насадки вверх по внутренней трубе с большой скоростью, она создает разрежение и засасывает грунтовую воду через фильтр.

Эжекторная установка обычно состоит из насоса 6НДв производительностью 216-330 м<sup>3</sup>/ч и 36 иглофильтров ЭИ-4 100 мм или 16 ЭИ-6 Ø150 мм. Расстояние между иглофильтрами устанавливается расчетом и составляет 5-15 м.

Эжекторное водопонижение рекомендуется применять в грунтах с плохой водоотдачей (суглинки, илстые, мелкие и разно-

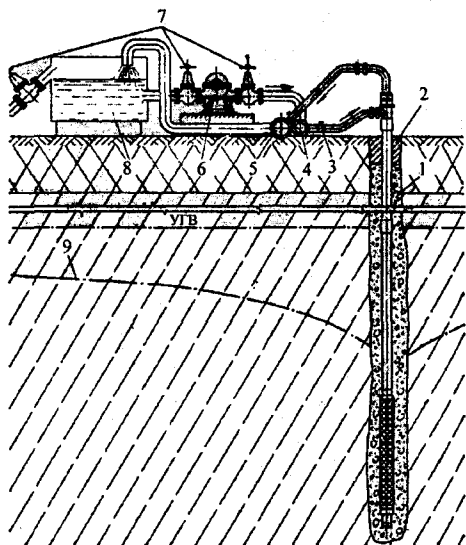


Рис. 5.42. Схема установки с эжекторным иглофильтром:

1 – иглофильтр, 2 – глиняный тампон, 3 – пробковые краны, 4 – распределительный напорный трубопровод, 5 – центробежный насос, 6 – сбросной коллектор, 7 – задвижка, 8 – пониженный уровень грунтовых вод

зернистые пески) с  $K_{\phi}$  от 0,5 до 2 м/сут; при ограниченной мощности водонасыщенного слоя; в тесных котлованах; при расположении дна котлованов близко к водоупору, не позволяющему заглублять иглофильтры и при необходимости максимально понизить уровень воды у водоупора. Глубина понижения уровня грунтовых вод этим методом не превышает 22 м.

Этот метод водопонижения с успехом использовался в котлованах Горьковской, Новосибирской, Каховской и Куйбышевской ГЭС.

**Водопонижение скважинами с глубинными насосами.** Установка водопонижения при этом способе состоит из трубчатого колодца (скважины), насосного агрегата, выбросного коллектора, насосной станции и трубопровода для сброса воды (рис. 5.43).

Трубчатый колодец-скважина выполняется из стальных труб 200-450 мм. В нижней части скважины располагается фильтровое звено длиной 15-27 м. При нескольких водоносных горизонтах для каждого из них устраивается свой фильтр. В грунтах, где естественные фильтры не образуются, в затрубном пространстве для увеличения водозаборной поверхности скважин под защитой обсадной трубы устраивают обсыпку из гравия, каменной крошки или крупнозернистого песка.

Скважины глубинного водопонижения оборудуют артезианскими насосами АТН или погружными насосами АП. В первом случае двигатель располагается над устьем скважины, во втором – под водой. Последняя схема получила большее распространение.

Этот метод грунтового водопонижения применяется при необходимости понизить уровень грунтовых вод на глубину более 20 м, в сложных геологических условиях, при больших размерах котлована, при большой продолжительности работ в котловане и большом дебете воды. Он широко использовался на многих крупных ГЭС, в том числе на Куйбышевской, Сталинградской и Чебоксарской.

## 5.6. Организация работ по осушению котлованов

Для работ по осушению котлованов гидроузлов вне зависимости от метода откачки воды характерны единые принципы энергоснабжения, организации эксплуатации насосных и пропуска паводков.

Энергоснабжение водоотливных средств осуществляется, как правило, от двух независимых источников (фидеров), так как даже кратковременное прекращение питания электродвигателей насосов водоотлива влечет подтопление отдельных участков работ, а то и затопление котлована со всеми находящимися в нем механизмами. В случаях недостаточной надежности системы электроснабжения в ответственных котлованах дополнительно устанавливают насосы с двигателями внутреннего сгорания.

Эксплуатация водоотлива обычно выделяется в самостоятельное структурное подразделение (чаще участок), укомплектованное рабочими и инженерно-техническим персоналом для круглосуточной работы в течение всей недели, и необходимым для текущего ремонта водоотливных средств станочным оборудованием. На крупных стройках эксплуатация средств глубинного водоопонижения нередко передается на субподряд подразделению Гидроспецстроя.

Персонал указанных подразделений ведет регулярное наблюдение за работой водоотливных средств с фиксацией в специальном журнале времени пуска, остановки и производительности каждого насоса, сведений о простоях насосов и их причинах. На основании этих данных и визуальных наблюдений о состоянии котлована судят о поведении всех его защитных сооружений и производят оплату водоотлива.

Во время паводков напор на перемычки значительно (иногда многократно) увеличивается. При этом нередко возникает опасность затопления котлована. Во избежание этого на период прохождения паводка организуют круглосуточное наблюдение специально назначенного инженерно-технического персонала за поведением защитных сооружений котлована и работой средств водоотлива. Для оперативного принятия мер в чрезвычайных ситуациях в распоряжение дежурных выделяют необходимый персонал, механизмы (экскаваторы, бульдозеры, краны) и транспорт, а в котловане создают запасы камня, щебня, песка и кальматирующих материалов.

*Появление в котловане мутной воды свидетельствует о размыве перемычек.* В таких случаях в первую очередь стараются определить место фильтрации. Для ликвидации ее на пути фильтрационного потока с напорной стороны перемычки отсыпают грунт, шлак и другие кальматирующие материалы. При невозможности определить путь фильтрации, на выходе фильтрационного потока выполняют пригрузку из дренирующих материалов – камня, щебня или гравия. В отдельных случаях устанавливают завесы из легких иглофильтров.

Организация осушения котлованов грунтовым водоопонижением и открытым водоотливом в техническом отношении существенно различны. Это различие особенно заметно для котлованов крупных гидроузлов, осушение которых грунтовым водоопонижением строится по схеме:

контур грунтового водоопонижения – основное средство откачки фильтрующих вод;

местные противофильтрационные завесы (обычно из легких иглофильтров), располагаемые в местах повышенной фильтрации (преимущественно на откосах перемычек);

постоянный открытый водоотлив для удаления профильтровавшей на нижние отметки котлована воды;

временный открытый водоотлив из углубленных мест котлована.

Основная завеса грунтового водоопонижения обычно выполняется по всему контуру котлована с одной из берм низового откоса перемычек путем бурения расчетного числа скважин (с резервом не более 20%) ниже дна котлована и оснащения их выбранными водоопонизительными установками. В местах повышенной фильтрации внутри контура нередко выполняют местные противофильтрационные завесы: иглофильтровые (на Куйбышевской и Чебоксарской ГЭС) или мерзлотные (на Горьковская ГЭС).

Глубокие котлованы крупных гидроузлов, однако, имеют, как правило, весьма разнообразное геологическое строение и всю фильтрующую воду этими средствами перехватить не удастся. Для удаления не перехваченной основной противофильтрационной завесой воды в таких случаях на отметках естественного дна реки или основания котлована выполняют систему открытого водоотлива. В состав ее входят: водосборная траншея по контуру котлована, зумпфы в верхнем и нижнем бьефах его и постоянно действующие стационарные или на понтонах насосные станции, откачивающие воду за пределы котлована. Эти насосные оснащены обычно центробежными электрическими насосами  $\varnothing 8''$  и более.

Для откачки воды, профильтровавшей в процессе разработки котлована на более низкие отметки, организуют местный водоотлив. Он включает: временные водосборные каналы, зумпфы и передвижные насосные станции, перекачивающие воду в водосборную траншею постоянного водоотлива. Вся система местного водоотлива (или часть ее) меняется по мере углубления котлована. По этому на временных насосных станциях используют небольшие, преимущественно самовсасывающие насосы  $\varnothing 2''-4''$  со всасами из гибких резиновых шлангов.

На Куйбышевской ГЭС, например, гидроэлектростанция, водосливная плотина и судоходные шлюзы возводились в самостоятельных котлованах. При этом котлован гидроэлектростанции имел среднюю глубину 50 м и располагался у правого берега Волги, а значительно меньшей глубины котлованы водосливной плотины и шлюзов располагались на левобережной пойме. Осушение их осуществлялось методом грунтового водоопонижения с использованием на отдельных участках открытого водоотлива.

Основание гидроэлектростанции слагалось толщей кинельских глин мощностью свыше 200 м с коэффициентом фильтрации 0,01-86 м/сут и четвертичных песчано-глинистых отложений мощностью до 55 м с  $K_{\phi} = 1-160$  м/сут. Грунты котлована имели пять водоносных горизонтов, разделенных практически водонепроницаемыми породами.

Геологические и гидрологические условия расположенных на левобережной пойме котлованов водосливной плотины и шлюзов характеризовались мощной толщей аллювиальных отложений с  $K_{\phi}$  от 4 до 69 м/сут, единым водоносным горизонтом и общим водоупором из кинельских глин на глубине 70 м.



В качестве основного метода водопонижения во всех котлованах был принят глубинный водоотлив из скважин с насосами типа АГН. Скважины бурились по периметру котлованов с шагом от 9 м в котловане ГЭС, 15-30 м в котловане водосливной плотины и до 20-25 м в котлованах шлюзов. Всего было пробурено более 1100 скважин глубиной до 70 м.

Для осушения ковша водосливной плотины и других пониженных участков котлована применялся открытый водоотлив. Предусмотренные проектом для осушения котлована иглофильтровые установки использовались лишь при противопоаводковых мероприятиях для локализации выклиниваний кривой депрессии на откосах.

Устройство и эксплуатация систем грунтового водопонижения и открытого водоотлива осуществлялись «районом специальных работ», подчиненным Управлению строительства. Этот район имел в своем составе участки буровых работ правого и левого берега, монтажно-эксплуатационные участки правого и левого берегов, строительное прорабство, участок гидрогеологической службы, базу оборудования и складское хозяйство.

Участок водопонижительных работ в котловане ГЭС имел прорабства по эксплуатации скважин грунтового водопонижения, по электромонтажным работам и по эксплуатации установок открытого водоотлива. В подчинении прорабств по эксплуатации скважин грунтового водопонижения находилось от 120 до 140 насосных установок. Прорабство по эксплуатации поверхностного водоотлива выполняло все строительные-монтажные работы по его устройству, а прорабство по электромонтажным работам – все электромонтажные работы по электросетям низкого напряжения, электродвигателям, низковольтным кабелям и электрооборудованию вспомогательных механизмов. Гидрогеологическая служба обеспечивала составление необходимой технической документации по водоотливу, контролировала эксплуатацию установок водопонижения в котлованах всех сооружений и следила за состоянием перемычек.

Для понижения уровня грунтовых вод использовались преимущественно артезианские насосы типа АГН, для осушения пониженных участков котлованов и борьбы с выходом фильтрационных вод на откосы перемычек – вспомогательные иглофильтровые установки, для поверхностного водоотлива – самовсасывающие насосы.

Электроснабжение установок водопонижения и водоотлива осуществлялось от построенной для этих целей сети воздушных и кабельных линий через комплектные трансформаторные подстанции, по схеме энергоснабжения объектов первой категории с резервированием питания каждой насосной.

Текущий и профилактические ремонты оборудования водоотлива производились ремонтными звеньями эксплуатационных прорабств через определенные периоды работы насосов. Ремонтные работы, требовавшие механической обработки деталей, выполнялись в участковых ремонтных мастерских.

Учет эксплуатационных затрат по водоотливу осуществлялся по журналам работ. В них дежурные мотористы ежедневно отмечали время работы насосов и их состояние. По окончании смены производитель работ на основании журнала составлял рапорт о рабочем времени каждого насоса. На основании этих рапортов начальником участка составлялась сводная ведомость, которая была расчетным документом за выполненные работы [43.5; 43.53].

Схема осушения котлована Чебоксарской ГЭС, включавшего все бетонные сооружения гидроузла и располагавшегося в правобережной части километрового русла Волги, приведена на рис. 5.44.

Инженерно-геологические условия его определялись коренными породами татарского яруса. По литологическому составу последние подразделялись на три серии. Нижняя (серия Г) мощностью 25 м состояла из переслаивающихся глин, мергелей и известняков с прослоями мелкозернистых песков и алевролитов. Она была насыщена напорными водами, уровень которых на 5-6 м превышал уровень Волги. Средняя (серия Д) мощностью 7-9 м сложена известняками и мергелями и обладала наибольшей водонепроницаемостью (коэффициент фильтрации около 10 м/сут). Она также была насыщена напорными водами с уровнем на 3-4 м выше волжского и, являясь основанием здания гидроэлектростанции, одновременно служила естественной дренажной для разгрузки нижележащих напорных вод в строительный период. Верхняя серия состояла из глин и песков с прослоями мергелей и алевролитов. В нижней части ее мощностью 10-15 м преобладали глины, которые служили основанием водосливной плотины и шлюза. Верхняя часть этой серии на правом берегу состояла преимущественно из песков. Наличие напорных вод в основании сооружений потребовало во избежание взвешивания дна котлована и нарушения его откосов в строительный период снятия их напора грунтовым водопонижением [120.1].

Как видно из рис. 5.44, осушение котлована Чебоксарской ГЭС потребовало комбинированного использования грунтового водопонижения и открытого водоотлива. Грунтовое водопонижение при этом являлось основным и осуществлялось скважинами, оснащенными глубинными насосами и располагавшимися через 40-50 м. В дополнение к нему на отдельных участках преимущественно продольной перемычки в качестве местных противофильтрационных завес применялись легкие иглофильтры. Открытый водоотлив, однако, имел столь же важное значение, так как осуществлялся на всех отметках разработки котлована и определял возможные темпы работ.

Эксплуатация системы грунтового водопонижения и средств постоянного открытого водоотлива на Чебоксарской ГЭС была полностью передана субподрядной организации – Гидроспецстрою и велась специальным участком. Энергоснабжение всех водоотливных средств осуществлялось от двух фидеров.

Скальные котлованы ГЭС, как правило, осушаются методом открытого водоотлива. Организация работ при этом строится по следующей схеме:

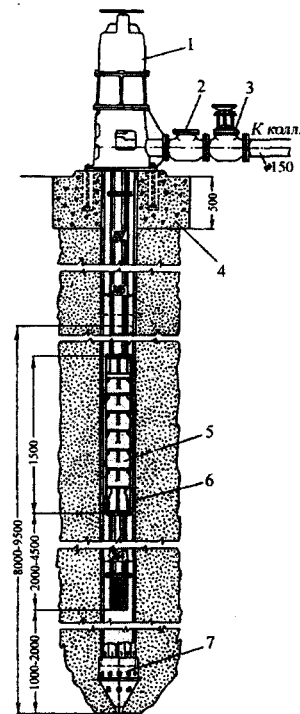


Рис. 5.43. Схема скважины с артезианским насосом:

1 – электродвигатель, 2 – обратный клапан, 3 – задвижка, 4 – бетонный фундамент, 5 – глубинный насос АГН-10А, 6 – щелевой фильтр, 7 – наконечник для гидробурения

в верхнем и нижнем бьефах котлована строят насосные с постоянными зумпфами;

по контуру котлована до его осушения выполняют невысокую (1,5-2,0 м) бетонную стенку, защищающую разрабатываемый котлован от воды, фильтрующей через перемычки и расположенный под ними аллювий;

на нижних отметках котлована организуют местный водоотлив.

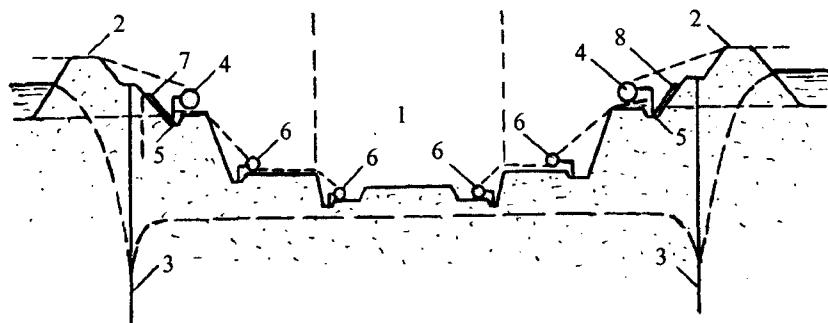


Рис. 5.44. Схема организации осушения нескального котлована Чебоксарской ГЭС:

1 - контур здания ГЭС, 2 - поперечные перемычки, 3 - скважины грунтового водопонижения с глубинными насосами, 4 - постоянные насосные открытого водоотлива, 5 - водосборная траншея по дну реки, 6 - временные насосы открытого водоотлива, 7 - местная завеса из иглофильтров, 8 - фильтровая пригрузка из щебня

Основные насосные станции располагают в наиболее глубоких местах котлована, на незатапливаемых отметках и выполняют стационарными (обычно на ряжах на внутреннем откосе перемычки). Устанавливаемые на них насосы - большого диаметра (от 8 до 24") со всасами и выбросами из стальных труб. Для запуска их, как правило, дополнительно устанавливают небольшие заливочные (преимущественно самовсасывающие) насосы  $\varnothing 2-4$ ".

Профильтрованную через перемычки и подстилающий их аллювий воду перехватывают и отводят к зумпфам насосных станций, как правило, не трудновыполнимой в скальных грунтах водосборной канавой, а водозащитной бетонной стенкой, охватывающий котлован по всему периметру перемычек. Бетон стенки укладывают в воду частью на скалу, частью на аллювий, с последующей подбетонкой фильтрующих участков с внутренней стороны котлована после его осушения.

Для удаления профильтровавшей за контур водозащитной стенки воды, мешающей разработке котлована, на всех промежуточных отметках его организуют местный водоотлив с устройством временных зумпфов, водосборных канав и установкой передвижных, обычно, самовсасывающих насосов. При большом обводнении скального основания нередко вместо трудоемких

водосборных канавок бетонируют небольшие водонаправляющие стенки, которые входят в тело будущего сооружения.

Основные сооружения Бухтарминской ГЭС на р. Иртыш - высоконапорная 90-метровая бетонная плотина, гидроэлектростанция и четырехкамерный шлюз - также, как и сооружения Куйбышевской ГЭС строились в трех котлованах: плотина и здание ГЭС секционированием в русле реки, а шлюз - на правом берегу. Основанием плотины и гидростанции служили высокопрочные слабоводопроницаемые скальные породы габбро, а котлован шлюза выполнялся в сланцах и амфиболитах практически насухо [15].

Осушение русловых котлованов производилось методом открытого водоотлива с устройством в каждом из них по две основных насосных станции с насосами  $\varnothing 18-24$ ", водозащитной бетонной стенки и за ней местного водоотлива (рис. 5.45 и

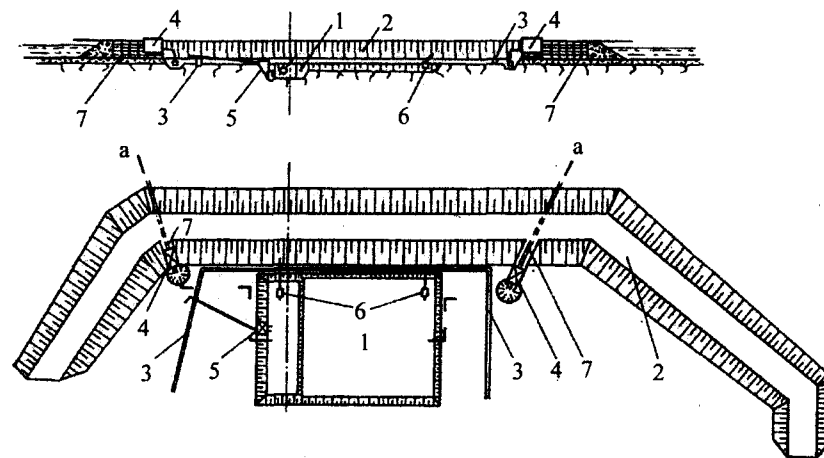


Рис. 5.45. Схема организации осушения скального котлована Бухтарминской ГЭС на р. Иртыше:

1 - котлован водосливной плотины, 2 - перемычки, 3 - защитная бетонная стенка, 4 - основные насосные водоотлива, 5 - вспомогательная постоянная насосная, 6 - передвижные насосы местного водоотлива, 7 - ряжи под основными насосными станциями

5.46). Кроме того, в котловане первой очереди из-за большой фильтрации при разработке скалы под основание водосливной плотины внутри контура водозащитной стенки дополнительно к местному водоотливу была установлена постоянная насосная с двумя насосами  $\varnothing 6$ ". Для местного же водоотлива использовались электрические центробежные и самовсасывающие насосы преимущественно  $\varnothing 4$ " с гибкими всасами. При укладке бетона на сильно обводненное основание отдельного устоя, подготовка отдельных блоков которого из-за трудности удаления профильтровавшей воды занимала до нескольких месяцев, вынужденно применялись водонаправляющие бетонные стенки, остававшиеся при бетонировании в теле плотины. Применение их позволяло лучше организовать местный водоотлив и уменьшить площадь основания блоков, бетонируемых в воду.

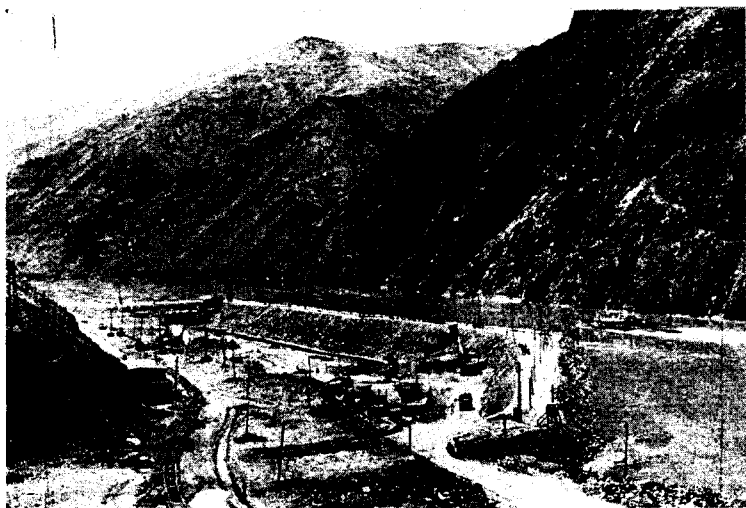


Рис. 5.46. Противофильтрационная бетонная стенка и основные насосные водоотлива в котловане 1-ой очереди Бухтарминской ГЭС на р. Иртыше летом 1955 года

Опыт строительства этой ГЭС (как и Красноярской) доказал отсутствие необходимости полного удаления воды при бетонировании скальных блоков. Во многих случаях такое требование на практике просто невыполнимо. Неукоснительное соблюдение его ведет к задержке работ без улучшения их качества. При хорошей подготовке основания и укладке бетона с отжатием воды до 20-25 % площади блока допустимо бетонировать в воду.

Работы по водоотливу в обоих котлованах выполнялись специальным прорабством, подчиненным руководителю работ на основных сооружениях. Ремонтные работы по водоотливу и его энергоснабжению выполнялись во внеочередном порядке службами главного механика и главного энергетика. При дублированном электроснабжении основных насосных на них в период наибольшего разворота работ устанавливались резервные насосы с дизельными двигателями. Учет работы насосов основных насосных осуществлялся заполнением сменным персоналом журналов работ.

### 5.7. Расчет начального осушения котлованов

Расчеты водопонижения и водоотлива преследуют цели определения: продолжительности первоначального осушения котлована, объема притока фильтрационной воды в котлован или к водопонижительным скважинам, допустимого расстояния между скважинами и необходимой глубины понижения уровня подземных вод (при грунтовой водопонижении), необходимой

интенсивности откачки воды из котлована, требуемого количества водоотливных или водопонижительных средств.

Из перечисленных задач на строительной площадке обычно приходится решать первую и последнюю. Остальные детально рассматриваются на стадии разработки проекта производства работ по гидроузлу. На стройках эти задачи из-за многообразия исходных предпосылок, сложности учета реальных условий (геологических, топографических), условности расчетных схем и трудоемкости самих расчетов, как правило, решают опытным путем.

Постоянно встречающейся на стройках задачей является определение продолжительности первоначального осушения котлована и необходимых для этого водоотливных средств. Эта задача легко решается при известных фильтрационном притоке воды в котлован и принятой производительности средств водоотлива путем совместного решения уравнений 5.25 и 5.26 с учетом ограничений скорости откачки по геологическим условиям.

Количество воды, откачиваемой при начальном осушении котлованов, складывается из начального объема ее в котловане  $V$  и объема фильтрации за время откачки  $q$ . Начальный объем воды в котловане определяется его размерами и уровнем ее в реке в момент замыкания перемычек. Объем фильтрации через перемычки  $q_1$ , откосы  $q_2$  и дно котлована  $q_3$  зависит от напора воды, длины и конструкции перемычек, площади котлована, гидрологических характеристик его грунтов и продолжительности откачки. В итоге объем первоначального водоотлива  $W$  определяется выражением:

$$W = V + qt, \quad (5.25)$$

$$q = q_1 + q_2 + q_3. \quad (5.26)$$

Объем фильтрации через перемычки, откосы и дно котлована при сложении их песчаными, супесчаными, галечниковыми и суглинистыми грунтами при известных для них коэффициентах фильтрации с достаточной точностью поддаются расчету по формулам и расчетным схемам, приводимым в специальных справочниках [18, 34, 69].

Объем фильтрации в скальных, глинистых и неоднородных грунтах, в которых вода фильтрует по разного рода трещинам и прослойкам, так же, как через ряжевые и шпунтовые перемычки, точному расчету не поддается. Фильтрация в этих случаях оценивается обычно по опыту или аналогам.

При отсутствии данных о коэффициентах фильтрации грунтов на предварительной стадии проектирования приток воды в котлован ориентировочно определяют по удельному притоку на  $1 \text{ м}^2$  площади дна котлована и  $1 \text{ м}$  напора в  $\text{м}^3/\text{час}$ , принимаемым согласно [33]:

при мелкозернистых песках	- 0,16,
при среднезернистых	- 0,24,
при крупнозернистых	- 0,30,
при гравелистом грунте с крупнозернистым песком	- 0,35,
при трещиноватой известковой скале	- 0,05-0,1,
при сильно трещиноватой скале	- 0,1-1,0.

Удельный приток через двухрядную шпунтовую перемычку с заполнением мелкозернистым песком принимают равным 0,005, а через ячеистую – 0,02-0,025 м<sup>3</sup>/ч на 1 м<sup>2</sup> поверхности.

Приток воды через тело и основание перемычек на сильно проницаемых аллювиальных основаниях, широко распространенных в восточных районах нашей страны и изображенных на рис. 5.27, согласно [0.6] рекомендуется определять соответственно по формулам 5.27 и 5.28:

$$Q_T = kH_b^2 B / 2[L_1 + H_b / (2 + 1/m) + \Delta l_m], \quad (5.27)$$

$$Q_0 = kTHB / [L + 0,88T + (\sigma T \delta)^{1/2} \text{th}(l_n / \sqrt{\sigma \delta T}) + 2,91 g \cos(\pi S / 2T)]. \quad (5.28)$$

Задачу определения продолжительности начального осушения котлована в таком случае целесообразно решать в следующей последовательности: определить объем фильтрации в котлован в период постоянной эксплуатации;

подобрать требуемые для поддержания котлована в рабочем состоянии средства водоотлива;

определить геометрический объем воды в огражденном перемычками котловане;

определить объем фильтрации через перемычки и дно огражденного котлована;

определить продолжительность начальной откачки воды из акватории котлована выбранными средствами водоотлива и потребность в дополнительных насосах.

**Пример расчета продолжительности начального осушения котлована,** изображенного на рис. 5.12 при скальном основании, покрытом аллювиальными отложениями мощностью 4 м и огражденного перемычками, конструкция которых представлена на рис. 5.24, при следующих исходных данных.

Площадь котлована – 55700 м<sup>2</sup>.

Длина перемычек: низовой – 223 м, верховой – 132 м, продольной – 294 м.

Средний напор воды на перемычки, м: при эксплуатации котлована, при начальном осушении:

на низовой	9,8	5,8
на верховой	10,3	6,3
на продольной	9,8-10,3	5,8-6,3.

Коэффициенты фильтрации аллювиальных отложений в основании – 500 м/сут = 0,0058 м/с.

смеси суглинка и супесчаного грунта верховой призмы перемычек – 0,5 м/сут = 0,000058 м/с.

Уровень воды в реке принят соответствующим расходу 5%-ой обеспеченности (по нормам времени строительства гидроузла) с целью возможности сравнения результатов расчета с фактическими условиями производства работ. Кривая зависимости  $Q = f(H)$  в створе гидроузла приведена в табл. 4.4.

Согласно многолетним гидрологическим наблюдениям в створе рассматриваемой ГЭС могут иметь место кратковременные подъемы уровня воды в реке до четырех м вследствие ледовых заторов, что определило повышение отметки гребня перемычки до 40,0 м.

Расчет выполняем в изложенном выше порядке.

1. *Определяем фильтрационный приток воды в котлован в период эксплуатации.*

Водоотлив при эксплуатации котлована производится в условиях удаленных из него аллювиальных отложений и повышенным в связи с этим напором воды на перемычки. Приток воды в котлован при этом складывается из фильтрации ее через основания перемычек и фильтрации через сами перемычки. Расчет фильтрации ведем по формулам 5.2 и 5.3, рекомендованным в [0.6], при отсутствии понура. Вследствие разных напоров на перемычках расчет выполняем раздельно для каждой из них.

Фильтрация через основание низовой перемычки:

$$\begin{aligned} Q_1 &= k_0 T H B / [L + 0,88T + 2,91 g \cos(\pi S / 2T)] = \\ &= 0,0058 \times 4,0 \times 9,8 \times 223 / [22 + 0,88 \times 4,0 + 2,91 g \cos(3,14 \times 3,5 / 2 \times 4,0)] = \\ &= 50,70 / 21,78 = 2,33 \text{ м}^3/\text{с}. \end{aligned}$$

Фильтрация через основание верховой перемычки (с учетом увеличения напора на нее от стеснения реки при пропуске строительных расходов секционированием русла):

$$Q_2 = 0,0058 \times 4,0 \times 10,3 \times 132 / 21,78 = 31,54 / 21,78 = 1,45 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Фильтрация через основание продольной перемычки:

$$Q_3 = 0,0058 \times 4,0 \times 0,5 \times (9,8 + 10,3) \times 294 / 21,78 = 68,55 / 21,78 = 3,15 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Фильтрация через низовую перемычку:

$$\begin{aligned} Q_4 &= k H_b^2 B / 2 [L_1 + H_b / (2 + 1/m) + \Delta l_m] = 0,000058 \times 5,8^2 \times 223 / \\ & / 2 [9,4 + 5,8 / (2 + 1/2) + 120] = 0,435 / 264,44 = 0,0016 \text{ м}^3/\text{с}. \end{aligned}$$

Фильтрация через верховую перемычку:

$$\begin{aligned} Q_5 &= 0,000058 \times 6,3^2 \times 132 / 2 (9,4 + 6,3 / 2,5 + 120) = \\ &= 0,30 / 263,84 = 0,0011 \text{ м}^3/\text{с}. \end{aligned}$$

Фильтрация через продольную перемычку:

$$Q_6 = 0,000058 \times [0,5 (5,8 + 6,3)]^2 \times 294 / 2 (9,4 + 6,05 / 2,5 + 120) = 0,624 / 263,64 = 0,0024 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Суммарный приток воды в котлован в период эксплуатации:

$$Q = 2,33 + 1,45 + 3,15 + 0,0016 + 0,0011 + 0,0024 = 6,935 \text{ м}^3/\text{с} = 24966 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

2. Состав и производительность водоотливных средств.

В качестве водоотливных средств принимаем 5 насосов 24 НДн с электродвигателями мощностью 320 кВт производительностью 4700 м<sup>3</sup>/час и один насос 16 НДн с двигателем 21 кВт производительностью 1980 м<sup>3</sup>/ч:

$$\text{Суммарная производительность насосов составит } 5 \times 4700 + 1980 = 25480 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

3. Геометрический объем воды в котловане при уровне ее в реке на отм. 36,8 м.

$$V = 55700 \times 6,3 = 350910 \text{ м}^3.$$

4. Определяем фильтрацию воды в котлован через дно и перемычки в период начального осушения его при условии, что осушение производится при естественном состоянии дна и следовательно при меньших на 4 м напорах на перемычки.

Фильтрационный приток в котлован через основание низовой перемычки:

$$q_1 = 0,0058 \times 4,0 \times 5,8 \times 223 / 21,78 = 1,38 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Фильтрационный приток в котлован через основание верховой перемычки:

$$q_2 = 0,0058 \times 4,0 \times 6,3 \times 132 / 21,78 = 0,89 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Фильтрационный поток в котлован через основание продольной перемычки:

$$q_3 = 0,0058 \times 4,0 \times (5,8 + 6,3) \times 0,5 \times 294 / 21,78 = 1,90 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Фильтрационный поток через низовую перемычку:

$$q_4 = 0,000058 \times 5,82 \times 233 / 2 (9,4 + 5,8 / 2,5 + 120) = 0,435 / 263,44 = 0,0016 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Фильтрация через верховую перемычку:

$$q_5 = 0,000058 \times 6,32 \times 132 / 2 (9,4 + 6,3 / 2,5 + 120) = 0,26 / 263,84 = 0,001 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Фильтрация через продольную перемычку:

$$q_6 = 0,000058 \times 6,052 \times 294 / 2 (9,4 + 6,05 / 2,5 + 120) = 0,624 / 263,64 = 0,0024 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Суммарный фильтрационный поток воды в котлован:

$$q = 1,38 + 0,89 + 1,90 + 0,0016 + 0,001 + 0,0024 = 4,175 \text{ м}^3/\text{с} = 4,175 \times 3600 = 15030 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

5. Продолжительность начального осушения котлована  $T$  при геометрическом объеме его  $V = 350910 \text{ м}^3$ , фильтрационном потоке в котлован  $q = 15030 \text{ м}^3/\text{ч}$  и принятых для эксплуатационных условий 5 насосов 24 НДн и одного насоса 16 НДн общей производительностью  $\Pi = 25480 \text{ м}^3/\text{час}$ :

$$T = (V + qT) / \Pi = (350910 + 15030 T) / 25480 = 13,76 + 0,59 T;$$

$$T = 13,76 / 0,41 = 33,6 \text{ ч}.$$

6. Интенсивность понижения уровня воды в котловане при такой продолжительности составит  $6,3 / 33,6 = 0,11 \text{ м/ч}$ , что меньше допустимой для перемычки из каменной наброски  $0,7 \text{ м/ч}$ .

Следовательно начальное осушение котлована эксплуатационными насосами без привлечения каких-либо резервных средств возможно в течение полутора суток

При осушении котлованов методом грунтового водопонижения эта задача, в связи с начальным осушением их как правило средствами открытого водоотлива, практически сводится к определению требуемой производительности этих средств. Расчет при этом рекомендуется выполнять в следующей последовательности.

Определить минимально допустимую продолжительность  $T$  начального осушения котлована из условия максимально допустимого по устойчивости откосов перемычек понижения уровня воды в котловане.

Определить геометрический объем воды в откачиваемой акватории котлована.

Определить фильтрационный приток воды через перемычки и естественное дно котлована по схемам и формулам, приведенным в справочной литературе, или по рекомендуемому удельному притоку на  $1 \text{ м}^2$  площади с  $1 \text{ м}$  напора.

Определить требуемую производительность водоотливных средств для начальной откачки котлована в минимальный срок и подобрать нужные насосы.



**Александров Александр Петрович (1906-1981)** – крупный организатор гидротехнического строительства. Руководил управлением гидросооружений Волгодонстроя и управлением правого берега Куйбышевгидростроя, строительством Сталинградской ГЭС и Асуанской высотной плотины в Египте. Был зам. министра Минэнерго СССР по гидротехническому строительству.

**Медведев Степан Романович (1894)** – крупный инженер-гидростроитель и ученый-гидротехник. Участвовал в сооружении Волховской и Нижне-Свирской ГЭС. Руководил строительством Нивской ГЭС-3 и Томской ГЭС. Главный инженер строительства Горьковской и Сталинградской ГЭС. На Нивской ГЭС впервые применил встречную проходку подземных сооружений, на Горьковской и Сталинградской ГЭС – погружение стального шпунта вибраторами, зимний намыв перемычек и ряд других прогрессивных методов работ. Опубликовал десятки статей, обобщающих опыт отечественного гидростроительства.



**Васильев Анатолий Федорович (1900)** – крупный инженер гидростроитель и проектировщик. Главный инженер строительства Кон допожской ГЭС, Нивкой ГЭС-3 и Камской гидроэлектростанций. Был главным инженером проекта Нивской ГЭС-3, зам. гл. инженера Ленгидропроекта и главным инженером Гаввостокэнерго гостроя. Разработал и внедрил ряд новых конструктивных решений и приемов производства работ, ставших типовыми при возведении плотин на мореных грунтах. Опубликовал более 30 печатных трудов по производству гидротехнических работ.

## Глава 6. ПОДГОТОВКА СТВОРОВ И РАЗРАБОТКА КОТЛОВАНОВ ГИДРОУЗЛОВ

### 6.1. Подготовка узких створов к основным работам

К 60-м годам XX века в нашей стране было построено более 150 крупных гидроузлов преимущественно на равнинных реках. При выполнении работ на них повсеместно руководствовались действовавшими нормами и правилами техники безопасности. Створы ГЭС на равнинных реках, однако, имеют значительно большие, по сравнению с высотой плотин, ширину котлованов основных сооружений. Это обеспечивало вне зависимости от состояния береговых склонов безопасность производства работ в них.

Во второй половине века было начато строительство ряда крупных гидроузлов с высокими плотинами в створах горных рек. Створы на таких реках имеют, как правило, небольшую ширину и крутые сильно трещиноватые склоны, при которых действовавшие правила без специальных мероприятий обеспечить безопасность работ в их котлованах не могли. Это стало особенно очевидным с началом в шестидесятых годах строительства двух первых в стране сверхвысоких плотин – Токтогульской и Чиркейской.

Проектные проработки по строительству гидроэлектростанции в Чиркейском створе на реке Сулак на Северном Кавказе были начаты в 30-х годах XX века. Благоприятные топографические и географические условия створа привлекли к нему внимание как отечественных, так и зарубежных гидротехников. Близость будущей ГЭС к потребителям электроэнергии и транспортная доступность створа говорили в пользу первоочередного строительства ее и в начале 30-х годов принимается решение о создании строительной организации для ее возведения – Сулакгэстроя.

К середине тридцатых годов были разработаны и широко обсуждались специалистами компоновки сооружений в Чиркейском створе с плотинами разного типа. Однако отсутствие в стране опыта строительства плотин большой высоты и сложная геология створа отодвинули начало работ по этой уникальной ГЭС более чем на 30 лет. Трудность пути к началу строительства ее образно выразил в 1965 году один из старейших гидростроителей страны А.Ф.Васильев словами: «Долго же мы к ней подбিরались!».

Чиркейская ГЭС расположена на входе в узкий каньон протяженностью более 3 км и глубиной около 250 м. Ширина каньона по урезу воды 10-20, а на отметке гребня плотины менее 250 метров. Левый берег его на 30-35 м выше правого. Доступ в каньон был возможен только с верхнего бьефа по узкому вантовому мостику, подвешенному в 45-50 м над водой. Склоны каньона в нижней части почти вертикальны, а на верхних отметках – относительно пологи. Берега сложены тонко- и толсто-плитчатыми высокопрочными известняками (прочность на сжатие около 2000 г/см<sup>2</sup>). Толщина пластов от 0,2 до 0,5 м, залегание с уклоном в сторону реки. Между напластованиями имеются прослой мергелей и глин (рис. 6.1 и 6.2).



Рис. 6.1. Чиркейское ущелье.  
Вид с верхнего бьефа

Скальные массивы обоих берегов рассечены системами трещин трех видов: диагенетических, тектонических и бортового отпора. Диагенетические трещины не пересекают плоскостей напластования, как правило, сомкнуты и не имеют заполнителя. Тектонические трещины часто сопровождаются зонами дробления и имеют смещения до 7 м. Протяженность их достигает 700 м, а раскрытие до 110 мм. На каждые 3-5 м по горизонтали встречаются две-три такие трещины. Трещины выветривания развиты по тектоническим и диагенетическим на глубину до 15 м. Они определили зону съема скалы при подготовке основания под плотину. Трещины бортового отпора прослеживаются на правом берегу на 40 м по простиранию и 90 по глубине, на левом – соответственно до 150 м и 120 м. Они были заполнены глыбами и

щебнем, а местами зияли (рис. 6.3). Толщина отколотого такой трещиной шириной 10-20 см скального массива на левом берегу составила 15-20 м, а объем – около 300 тыс. м<sup>3</sup>. Вследствие трещиноватости пород на крутых склонах ущелья образовалось множество потенциально неустойчивых массивов объемом от нескольких десятков до 70 тыс. м<sup>3</sup>. Общий объем таких скальных образований в районе створа составил около 400 тыс. м<sup>3</sup> [37] (на Токтогульской ГЭС количество их достигало 2 млн. м<sup>3</sup>).

Указанные геологические особенности створов потребовали при возведении высоких плотин разработки дополнительно к действующим нормативам мероприятий по обеспечению безопасности работ в их котлованах, которые подлежат выполнению до начала строительства основных сооружений.

Таблица 6.1

Принципиальные схемы потенциально неустойчивых скальных блоков

Сочетание трещин по линии среза	а	б	в	г	д
1	1а	1б	1в	1г	1д
2	2а	2б	2в	—	—
3	—	3б	3в	3г	3д

**Состав подготовительных работ.** Наибольшую опасность для производства работ в таких створах представляют потенциально неустойчивые образования двух видов.

Во-первых, сильно разрушенные поверхностными трещинами участки склонов, осыпи и блоки, имеющие слабую связь со скальным массивом (табл. 6.1 - 1а, 1в, 2а, 2в). Объемы таких образований обычно невелики, но обрушения их носят систематический характер и без их удаления выполнение работ в каньоне практически недопустимо.

Во-вторых, скальные массивы, отсеченные от материка различного рода трещинами (табл. 6.1 - 1г, 2б, 3б, 3в, 3г). Объемы этих потенциально неустойчивых образований нередко весьма велики. Большинство из них в нормальных условиях допускают с определенными ограничениями работу в котлованах строящихся сооружений. Однако некоторые при нарушении их естественного состояния способны при обрушении полностью перекрыть русло реки и надолго закрыть створ для производства работ (см. рис. 3.1).

Процесс подготовки узких створов к основным работам включает несколько этапов.

Первый этап состоит в уточнении топографии и геологического строения откосов. Цель его – проверка состояния известных и выявление новых потенциально неустойчивых массивов, трещин и заколов с подготовкой рекомендации о размерах их удаления. Выполняется он силами изыскателей и группы геологического надзора до начала и в процессе производства основных работ.

Второй этап предусматривает организацию системы обеспечения безопасности работ в створе и на прилегающих к нему участках. Задачи этой системы, состав мероприятий и порядок осуществления их изложены ниже.

Третий этап включает работы по инженерному освоению склонов каньона: устройство временных дорог, тракторных и пешеходных троп, трапов и лестниц, площадок для людей и механизмов; прокладку к местам работ временных коммуникаций воды, воздуха и энергоснабжения; монтаж временных грузовых переправ и подъемников для подачи оборудования и материалов на труднодоступные отметки.

Четвертый этап имеет целью обеспечить безопасные условия производства работ в каньоне путем осуществления ряда защитных и профилактических мероприятий: обрушения потенциально-неустойчивых массивов, крепления опасных участков склонов, расчистки и оборки последних от осыпей и отдельных камней; устройства защитных полок, стенок и ловушек от камнепада [25].

**Инженерное освоение склонов.** Практика работы в узких каньонах убедительно показывает, что для сохранения устойчивости склонов следует



как можно меньше нарушать их естественное состояние. Поэтому основу всякой подготовки каньона составляют мероприятия, не затрагивающие крупных скальных массивов. Неподдающиеся полной оборке участки скло-

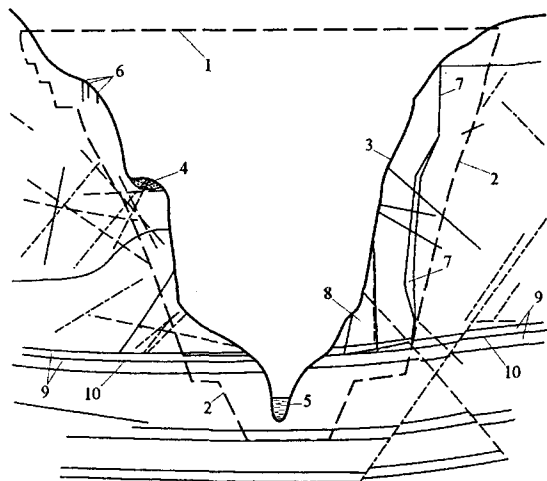


Рис. 6.2. Геологическая схема Чиркейского створа:

1 – гребень плотины, 2 – контур котлована, 3 – естественная поверхность ущелья, 4 – терраса с делювием, 5 – русло р. Сулак, 6 – трещина бортового отпора, 7 и 8 – зоны сколов «А» и «Б» на левом берегу, 9 – зоны глинистых прослоев, 10 – глинистый прослой № 1 толщиной 10 см



Рис. 6.3. Трещина бортового отпора на правом берегу Чиркейского створа

нов и откосы выемок затягивают мелкой металлической сеткой с креплением к скале стальными анкерами (на Нурекской ГЭС, например, площадь таких ограждений превысила 40 тыс. м<sup>2</sup>). Ниже участков «живых» осыпей и вероятного камнепада через 30-40 м по высоте устраивают защитные полки шириной 5-6 м, сетчатые, деревянные или бетонные защитные ловушки. Полки более надежны, но не везде допустимы по условиям устойчивости откоса (рис. 6.4 и 6.5).

Особое внимание обращают на перекрытие образовавшихся в результате размыва склона круто падающих ложбин. Они представляют

собой естественные направляющие лотки для камнепада и осыпей. В них обычно устанавливают деревянные или сетчатые с тросовым каркасом ловушки. Последние, кроме малой массы и простоты устройства, способны без разрушения амортизировать ударные нагрузки скатывающихся камней.



Рис. 6.4. Защита левобережного откоса котлована Чиркейской ГЭС металлической сеткой



Рис. 6.5. Защитная полка и трап на Токтогульской ГЭС

Одним из наиболее эффективных мероприятий по повышению надежности склонов является крепление отдельных массивов анкерами. Для этих целей используют преимущественно простейшие анкерные устройства с технологией установки аналогичной той, что применяется при проходке подземных выработок. Успех и объемы выполняемых этим способом работ определяются выбором удачной конструкции анкера и средств его установки. Неподдающиеся закреплению короткими анкерами крупные блоки обычно удерживают посредством комбинированных анкерно-тросовых систем.

Производство этих работ требует устройства надежных подходов на различные отметки склонов, прокладки к ним временных сетей воды, воздуха и электроэнергии.

Принципиальное решение транспортных и инженерных коммуникаций в створе основных сооружений должно закладываться в проекте гидроузла. На Чиркейской ГЭС, например, для транспортных связей между отметками была запроектирована на правом берегу шахта сечением 39 м<sup>2</sup> с грузовым подъемником. По высоте ее через 40-50 м предусматривались транспортные штольни сечением 9,7 м<sup>2</sup>.



Однако проходка сложной системы подземных коммуникаций не может быть выполнена до начала работ в каньоне. Кроме того, освоение склонов осуществляется участками применительно к подлежащим обрушению массивам, и никакая система подземных выработок не может обеспечить подходы ко всем рабочим участкам. Поэтому транспортные коммуникации на склонах в большинстве случаев выполняются в виде пешеходных троп и площадок в «здоровой скале». При уклонах более 40-45° на таких тропах принято устраивать деревянные маршевые лестницы, а при близких к вертикали – металлические. На отдельных стройках подобные тропы и площадки даже при уклонах до 30° выполнялись в виде трапов и стремянок, которые менее трудоемки и не нарушают склона. Для переправ через горные ручьи повсюду применяют висячие мостики.

Временные коммуникации сжатого воздуха и воды обычно прокладывают вблизи троп и дорог, а трубы большого диаметра – на специальных полках. Для облегчения работ широко используют стальные трубы в рулонах и трубы с быстроразъемными соединениями. При переходах через небольшие ущелья широко применяют подвеску стальных труб к несущим тросам.

Монтаж трубопроводов большого сечения и подача на труднодоступные участки склонов значительного количества материалов и оборудования невозможны без грузоподъемных механизмов и транспортных средств. В горных условиях наибольшее применение для этого получили: при откосах ущелий до 40-45° – тракторные тропы, при недоступных склонах – простейшие канатные подъемники. Последние, например, с успехом применялись на Чиркейской и особенно на Токтогульской ГЭС. За период с 1963 по 1967 г. на последней было смонтировано 49 канатных подъемников грузоподъемностью от 0,5 до 17 т с пролетом от 100 до 800 м. Типовые схемы применявшихся подъемников приведены в [90.2].

**Обезопасивание склонов.** Обезопасивание склонов, наряду с расчисткой их от осыпей и отдельных камней, включает удаление крупных и малых потенциально неустойчивых массивов. Обрушение последних производится, как правило, буровзрывным способом по индивидуальным проектам. В целях сокращения объема проектной документации для наиболее характерных случаев составляют типовые технологические карты. При наличии таких карт исполнителям указывается лишь объект взрыва и по какой из карт его следует выполнять.

При обрушении потенциально неустойчивых массивов используют ряд апробированных практикой приемов:

обычно обрушение производят взрывом контурных скважин, пробуренных с шагом 0,8-0,9 м за границей массива. Расстояние до отделяющей массив трещины назначают не менее 2 м;

при большой высоте массива с боков его дополнительно бурят скважины рыхления с шагом 1,2-1,5 м. Контурные скважины при этом заряжают по схеме, описанной в 6.3, а скважины рыхления – обычным зарядом (взрыв – мгновенный);

по контуру очень больших массивов проходят специальные штольни, которые располагают в «здоровой скале» в 4-5 м от плоскости обрушения; скважины гладкого взрывания в этом случае бурятся как сверху, так и из штолен, а скважины рыхления – только из штолен;

крупные камни и скальные глыбы сбрасывают со склонов без дробления взрывами зарядов ВВ, которые располагают в камерах, щелях или скважинах.

Все работы по обрушению потенциально неустойчивых массивов производятся при расположении оборудования и людей на материковой скале.

Расчистку склонов от осыпей и мелких камней производят вручную или с применением средств гидромеханизации. Оборку вручную выполняют рабочие-скалолазы только в светлое время суток. Рабочих объединяют в бригады по 15-20 чел. и оснащают необходимым по технике безопасности снаряжением. Каждый из рабочих проходит специальный курс обучения. Такой метод работ трудоемок, малопроизводителен и довольно опасен. Средняя производительность одного рабочего в смену не превышает 3-4 м<sup>3</sup> породы и 15-30 м<sup>2</sup> обработанного откоса (рис. 6.6).

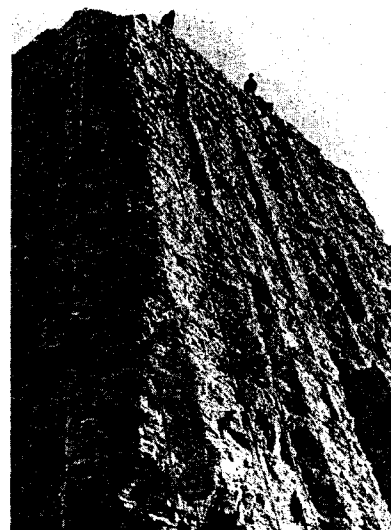


Рис. 6.6. Обработка скальной выемки скалолазами на Чиркейской ГЭС

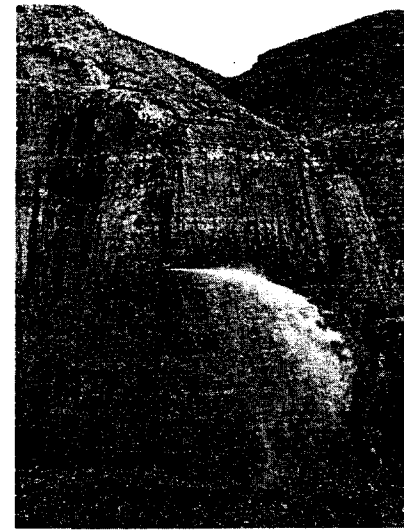


Рис. 6.7. Обработка скальной выемки скалолазами на Чиркейской ГЭС

Повышение производительности и улучшение условий труда при расчистке склонов достигаются применением средств гидромеханизации. Эффективность гидроустановки на таких работах существенно зависит от ее расположения, крутизны склона, толщины слоя разработки, степени однородности и окатанности породы. Наиболее высокая про-изводительность достигается при разработке естественного окатанного материала на склонах круче 60°. С повышением расхода воды она возрастает в большей степени, чем при повышении напора. При этом удается разрабатывать породы с более крупными фракциями. С увеличением крупности фракций производительность падает, главным образом, из-за технологических перерывов в работе, необходимых для удаления камней, препятствующих смыву неустойчивой породы (рис. 6.7).

Для предварительного выбора средств гидромеханизации при обработке откосов могут быть использованы рекомендации, приведенные в [90.8]. В зависимости от объема разрабатываемой породы экономически целесообразны следующие средства гидромеханизации: брандспойты – при  $V < 750 \text{ м}^3$ , лафетные стволы – при  $V$  до 25 тыс.  $\text{м}^3$  и гидромониторы – при  $V > 25$  тыс.  $\text{м}^3$ .

Этот метод обработки склонов нашел применение на многих стройках, в том числе на Чиркейской и Токтогульской ГЭС, на плотинах Швейцарии и Японии.

Успешное использование гидромеханизации базируется на наличии мощной системы водоснабжения, так как для смыва 1  $\text{м}^3$  рыхлой породы со склона затрачивается 10-13  $\text{м}^3$  воды. Вопросы водоснабжения гидромониторных работ на стройках решаются по-разному. На Чиркейской ГЭС, например, основные водяные разводки выполнялись из стационарных труб, в которых обеспечивалось постоянное давление в 1,0-1,2 МПа. На других стройках для водоснабжения использовались проложенные по склонам трубопроводы самого различного назначения с рабочим давлением от 0,3 до 1,8 МПа. Разводящие магистрали во всех случаях выполняют примерно одинаково: для гидромониторов – трубами, для лафетных стволов и брандспойтов – трубами или гибкими шлангами и рукавами.

Применение средств гидромеханизации для обработки откосов ущелья и выемок ограничивается двумя факторами. Во-первых, допустимостью обводнения склонов без опасения вызвать подвижки отсеченных от берегового массива блоков. Во-вторых, возможностью прокладки водяных магистралей на труднодоступных склонах и устройства на них станций перекачки.

*Особенно тщательному анализу должно быть подвергнуто геологическое строение бортов. Ошибка в оценке их состояния или бесконтрольное обильное увлажнение могут вызвать труднопоправимые деформации круп-*

*ных скальных масс. На Чиркейской ГЭС, например, в результате разгрузки левого борта выемками и обводнения склона осадками и гидромеханизацией имели место значительные подвижки его в сторону русла. Предпосылкой этому послужило неблагоприятное напластование известняков с падением слоев в сторону реки при наличии между ними нескольких глиняных прослоев. Кроме того, прилегавшая к руслу часть скального массива выше этих прослоев была отсечена от материка двумя крупными трещинами бортового отпора.*

## 6.2. Обеспечение безопасности работ в котлованах высоких плотин

Сооружение первых сверхвысоких плотин в нашей стране показало, что установленные нормами общие правила техники безопасности для площадок с узкими створами недостаточны. На строительствах Чиркейской, Токтогульской и аналогичных им гидроэлектростанций в дополнение к действующим правилам был разработан ряд специфических рекомендаций по обеспечению безопасности работ на основных сооружениях. Эти дополнения к общим правилам преследуют цель создания в районе основных сооружений (РОС) надежной системы обеспечения безопасного ведения работ с учетом топографических и геологических особенностей узких створов, способной гарантировать сохранность работающих в котловане людей и механизмов при любых, в том числе чрезвычайных, обстоятельствах. Выполнение их вместе с неуклонным соблюдением общепринятых правил техники безопасности позволило, например, в исключительно сложных природных условиях Чиркейского ущелья полностью исключить тяжелые и смертельные несчастные случаи при разработке котлована. Этот факт позволяет рекомендовать оправдавшие себя мероприятия для гидроузлов в узких створах в качестве дополнения к утвержденным [25, 37].

До начала работ в котлованах таких гидроузлов должны быть организованы службы: наблюдения, регламентирования (горная комиссия) и выполнения специальных работ (горно-обвальная служба), определен порядок допуска в РОС и к работе людей, механизмов и транспортных средств, регламентированы правила производства работ на основных сооружениях.

*Служба наблюдений* создается в составе трех групп: инженерно-геологических наблюдений, сейсмометрических наблюдений и строительного надзора.

*Группа инженерно-геологических наблюдений* ведет систематические визуальные и инструментальные наблюдения за поведением потенциально неустойчивых массивов и откосов выемок, дает заключения о степени ус-

тойчивости охраняемых объектов. Она состоит из представителей геологического надзора группы рабочего проектирования, маркшейдерской и горно-обвальная служба строительства.

*Группа сейсмометрических наблюдений* осуществляет инструментальный надзор за поведением охраняемых потенциально-неустойчивых массивов и скальных блоков во время производства взрывных работ и сейсмических явлений, дает по результатам наблюдений предложения по корректировке веса зарядов и методов буровзрывных работ. Она включает специалистов-геофизиков, работающих, как правило, по договорам с заказчиком.

*Группа строительного надзора* ведет наблюдения за состоянием склонов каньона и откосов выемок, за эксплуатацией защитных сооружений, инженерных и транспортных коммуникаций в РОС. Эта группа состоит из инженерного персонала горно-обвальная службы и службы техники безопасности.

Заключения и рекомендации названных групп наблюдений передаются в горную комиссию и главному инженеру строительства.

*Горная комиссия* создается приказом по стройке из представителей участвующих в строительстве организаций в составе: заместителя главного инженера строительства (председатель), начальника основных сооружений (заместитель председателя), руководителя группы рабочего проектирования, ответственного представителя заказчика, начальника подразделения Гидроспецстроя, начальника участка земельно-скальных работ, начальника горно-обвальная службы, представителей геологической и геодезической служб генерального проектировщика, начальника службы техники безопасности и главного маркшейдера строительства. Решения горной комиссии оформляются актом и утверждаются главным инженером строительства. Ее указания в части безопасного ведения работ обязательны для всех лиц на территории строительства независимо от их ведомственной подчиненности.

*Горно-обвальная служба* предназначена для выполнения всех видов горно-профилактических работ. Она комплектуется из рабочих и ИТР различных специальностей, прошедших обучение технике скалолазания, альпинизма и производства буровзрывных работ и овладевших навыками работы на высоте. Рабочие горно-обвальная службы должны, как правило, владеть несколькими смежными профессиями (скалолаза, плотника, монтажника и др.). Персонал службы должен быть оснащен спецодеждой и специальной обувью, капроновыми веревками и стальными тросами с карабинами, монтажными поясами и скальными крючьями, шлямбурами, сигнальными флажками и другим, необходимым для работы на откосах, инвентарем. Этот инвентарь должен ежедневно до начала работ проверяться и выбраковываться руководителем бригады горно-обвальная работ.

Для района основных сооружений устанавливаются три вида горно-профилактической обработки откосов и склонов: предварительная, плановая и неотложная.

*Предварительная обработка* состоит в очистке склонов от потенциально неустойчивых массивов и делювиальных осыпей, в устройстве защитных сооружений от камнепада (полок и пр.).

*Плановая обработка* включает повторные оборки склонов, осмотр и ремонт защитных сооружений. Она проводится по графику горной комиссии на основании обследований состояния склонов и откосов выемок.

*Неотложные мероприятия* выполняются по мере выявления необходимости в них и в обязательном порядке после массовых взрывов, продолжительных или сильных дождей, сейсмических толчков.

*Допуск в район основных сооружений.* Порядок допуска в РОС устанавливается утверждаемой на строительстве инструкцией. Ею же должны быть обозначены границы РОС. Участки местности, допускающие свободный проход в РОС людей и особенно животных, подлежат ограждению. На дорогах должны быть установлены контрольно-пропускные пункты (КПП). Проход в котлован и на другие сооружения людей, проезд машин и строительных механизмов осуществляется только через КПП по специальным пропускам. Допуск не имеющих отношения к работам лиц и экскурсий должен осуществляться только в сопровождении работника строительства с разрешения председателя горной комиссии или его заместителя.

*Допуск к работе в РОС рабочих и механизмов* ввиду особо опасных условий производства работ устанавливается с ограничениями. Для рабочих регламентируется возраст (не моложе 18 лет), состояние здоровья (право работы на высоте), стаж работы механизаторов. Вводится обязательное обучение правилам ведения работ в горных условиях, методам страховки и самостраховки. Для механизмов и транспортных средств устанавливаются повышенные требования к их техническому состоянию, регламентируется порядок провоза тяжелых и негабаритных грузов, передвижения крупных строительных машин; ограничивается скорость движения транспорта (на Чиркейской ГЭС она ограничивалась 30 км/ч).

*Регламентация производства работ.* Все работы в РОС, независимо от подчиненности выполняющих их организаций, производятся по графику, согласованному горной комиссией. Начало строительства каждого объекта должно согласовываться с ее председателем с выдачей письменного разрешения. Начинать работы на любом из объектов в РОС разрешается только после обязательной профилактической обработки откосов над ним.

Для РОС должен быть установлен перечень особо опасных работ. Он разрабатывается горной комиссией и утверждается главным инженером

строительства. В него включают все виды работ, способные повлиять на устойчивость потенциально неустойчивых массивов и связанные с повышенной опасностью от камнепада и оползней. Эти работы могут выполняться только по наряду-допуску, подписанному заместителем председателя горной комиссии – начальником работ, а в отдельных случаях председателем комиссии.

При массовом производстве взрывных работ подлежат регламентации: время выполнения взрывов, радиусы опасных зон для людей и механизмов, порядок контроля за производством буровзрывных работ. Взрывные работы допускается производить только в светлое время суток: по окончании дневной смены и утром. В отдельных случаях возможно выполнение их днем в обеденный перерыв. Последнее нежелательно по причине простоя людей и механизмов из-за необходимости удаления их из опасной зоны на время взрыва. Минимальные радиусы опасной зоны определяют согласно «Единым правилам безопасности» и «Техническим правилам ведения взрывных работ на дневной поверхности».

Система контроля за производством буровзрывных работ должна предусматривать составление на каждый взрыв паспорта с указанием схемы и характеристики скважин, веса зарядов, числа серий взрывания и их последовательности, радиуса опасной зоны, расположения постов оцепления, мест укрытия людей. Паспорт подписывается представителем выполняющей взрыв организации и утверждается ответственным представителем строительства. При отсутствии паспорта или подписи одного из названных представителей производство взрыва запрещается.

*Меры по обеспечению безопасности работ при чрезвычайных обстоятельствах* должны обеспечивать надежные пути эвакуации людей или создание укрытий для них и регламентировать порядок возобновления работ. Они вводятся при неблагоприятных явлениях, затрагивающих весь район строительства или значительную часть его. К таким явлениям относятся самопроизвольные обрушения крупных потенциально неустойчивых массивов и землетрясения.

Основываясь на опыте преодоления последствий 8-бального землетрясения во время строительства Чиркейской ГЭС, можно рекомендовать на случай чрезвычайных обстоятельств при сооружении плотин в узких створах следующие мероприятия.

Во-первых, произвести тщательную оценку транспортных коммуникаций района основных работ на возможность использования их в катастрофических условиях. При отсутствии гарантии безопасной эвакуации людей с рабочих мест подготовить в верхнем и нижнем бьефах котлована на доступных незатопляемых геологически надежных участках подземные укрытия для них.

Во-вторых, при землетрясении должен быть установлен на весь период повторных толчков повседневный инженерно-геологический надзор за каждым сооружением и потенциально неустойчивым массивом. Для этого целесообразно организовывать на стройплощадке специальные группы наблюдений с круглосуточной работой их.

В-третьих, время возобновления работ при локальных обрушениях должно определяться руководством строительства с учетом рекомендаций горной комиссии и геологической службы. Момент возобновления работ в котловане после землетрясения определяется совместно руководителями строительства и проектной организации с учетом рекомендаций сейсмологов. Начало работ в этом случае целесообразно только после окончания сильных повторных толчков.

В-четвертых, все попавшие в зону бедствия объекты до возобновления работ должны обследоваться горной комиссией. Решения ее должны содержать конкретные мероприятия по возобновлению работ и очередности их выполнения. Обследованию должно предшествовать заключение геологической службы о состоянии склонов ущелья в районе работ. Обследование следует производить: при землетрясении – после прекращения наиболее сильных толчков, в других случаях – без промедления.

В-пятых, работы в котловане при повторяющихся толчках первые 6-8 недель должны выполняться только в светлое время суток.

В-шестых, при завалах русла реки самопроизвольным обрушением скальных массивов прежде всего следует обращать внимание на опасность подтопления объектов при подъеме уровня временного водохранилища. Защитить их можно устройством на гребне завала искусственного прорана. Для расположенных ниже по течению реки сооружений такие каменные завалы опасности не представляют. Размыв их происходит медленно после перелива потока через гребень и продолжается многие часы или дни (рис. 6.8).



Рис. 6.8. Завал русла р. Сулак скальным оползнем выше временного поселка гидростроителей при землетрясении 14 мая 1970 года

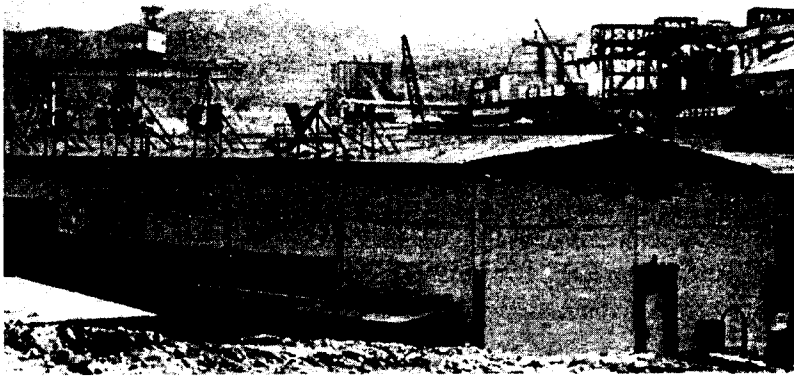


Рис. 6.9. Повреждение производственных зданий в районе основных работ Чиркейской ГЭС землетрясением 14 мая 1970 года

Поводом появления изложенных выше рекомендаций послужило крупное (самое сильное на Кавказе за последние 140 лет) землетрясение 14 мая 1970 г. в Дагестане с эпицентром в районе Чиркейского ущелья. Сила его в районе строительства составляла 7,5-8,5 баллов в зависимости от геологии оснований сооружений.

Район основных сооружений гидроузла сложен высокопрочными известняками мелового возраста, залегающими слабонаклонными в сторону русла реки пластами толщиной до 0,5 м с тонкими прослойками мергелей и глин. Борта каньона в районе объединенного котлована плотины и ГЭС сильно нарушены многочисленными трещинами. Из таких же известняков сложены основания всех объектов производственной базы и постоянного поселка Дубки. Жилые дома и здания производственного назначения во временном поселке Дружба были построены на многометровой толще аллювиальных отложений надпойменной террасы Сулака.

К моменту землетрясения на строительстве были полностью закончены работы по временному поселку и расположенным на его территории производственным предприятиям, была удалена поверхностная наиболее нарушенная трещинами часть скальных откосов ущелья на месте будущих сооружений и завершалась выемка котлована плотины и здания ГЭС (из общего объема 1,9 млн м<sup>3</sup> скальной выемки оставалось около 100 тыс. м<sup>3</sup>). В районе основных работ были введены в действие расположенные на стальных эстакадах 2 кабель-крана грузоподъемность 25 т с пролетом 500 м, малый бетонный завод на 4 бетономешалки по 1200 литров, узел контрольного грохочения, бардоприсадочная, компрессорное хозяйство, базы собственных и субподрядных организаций, системы хозяйственного и производственного водоснабжения и электрохозяйство. Завершалось строительство основного комплекса бетонного и обогатительного хозяйства и постоянного поселка. Широким фронтом велись работы по креплению левобережного борта над машинным залом ГЭС, по подземным сооружениям – эксплуатационному и временному водосбросам, дренажным и цементационным штольням плотины. Была выполнена значительная часть глубокой цементационной завесы.

Землетрясение началось в 21 час 12 мин. двумя подземными толчками силой около 8 баллов и сопровождалось многочисленными повторными толчками силой до

7 баллов. Глубина очагов по данным Дагестанской экспедиции ИФЗ АН СССР составляла от 25 до 3-4 км. Наименьшая глубина очагов повторных толчков имела место в районе поселка Дружба и створа Чиркейской ГЭС. По данным наблюдений экспедиции №2 Ленгидропроекта и сейсмостанции Махачкалы число толчков в пос. Дружба за период с 14 мая по 9 июня 1970 г. достигло 1138. Достаточно сильные подземные толчки в районе строительства (до 3-4 баллов) имели место в течение года.

В результате землетрясения на строительстве было повреждено до 200 жилых домов, промышленных, гражданских и гидротехнических объектов, фильтрационными водами был затоплен котлован со всеми находившимися в нем механизмами, оползнем около 2 млн м<sup>3</sup> скалы выше поселка Дружба было временно перекрыто русло р. Сулак.

Наибольшие повреждения в силу геологических особенностей основания получили кирпичные и деревянные здания временного поселка. Меньшие повреждения получили построенные на скальном основании кирпичные и со стальным каркасом здания промышленных предприятий района основных работ и постоянного поселка. В результате среза в узлах крепления стального каркаса до 60% болтов (срез болтов на ряде объектов строительства имел место не только при сильных толчках, но и при повторных более слабых) был приведен в аварийное состояние малый бетонный завод. На строившемся основном бетонном заводе были сорваны с креплений железобетонные плиты покрытия, а закладные части вырваны из бетона. Получил повреждения действующий силосный склад цемента емкостью 4000 т – в нижней части всех его 6 стальных банок при толчках 7-8 баллов на стыках листов обшивки были сорваны болты, а сама обшивка деформировалась по всей окружности в виде волны высотой около 10 см. Различные повреждения получили и другие объекты производственной базы (рис. 6.9 и 6.10).

Бермы, полки и площадки на бортах котлована и подходах к нему оказались покрыты осыпями и камнями. На многих участках появились новые или сильно раскрылись имевшиеся трещины, произошли обвалы скальных блоков, закрывшие дороги в котлован. На почти вертикальных откосах образовались мелкие заколы и слабозакрепленные камни и блоки. Общими для всего строительства были повреждения автодорог, магистральных водопроводов, канализации, электрических сетей и т.д. (рис. 6.11).

Однако, несмотря на большое число и значительную силу подземных толчков, нарушения устойчивости откосов котлована в опорных плоскостях арочной плотины обнаружено не было. Не претерпел каких-либо заметных изменений и подлежащий креплению левый борт котлована над зданием ГЭС.

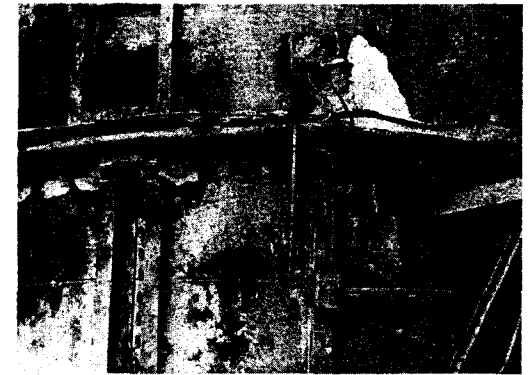


Рис. 6.10. Повреждение стальных банок силосного склада цемента землетрясением 14 мая 1970 года на Чиркейской ГЭС

Состояние подземных выработок общей протяженностью более 10 км также оказалось вполне удовлетворительным. Правобережные тоннели и штольни практически никаких повреждений не имели. В выработках левого берега были зафиксированы мелкие нарушения породы, временного крепления и местами бетонной обделки. В тоннельном водосбросе и в разведочных штольнях отмечено раскрытие до 2 см сколовых и отдельных тектонических трещин и подвижки от 2 до 7 мм скальных массивов по глинистым прослоям.



Рис. 6.11. Завал защитной полки скалой на правом борту котлована Чиркейской ГЭС землетрясением 14 мая 1970 года

Непрекращавшиеся подземные толчки силой до 5-6 баллов вынужденно повлекли остановку всех работ в котловане на 4 месяца.

Для возобновления работ на строительстве был осуществлен ряд организационно-технических мероприятий. Все жилые здания, промышленные, гражданские и другие объекты после основных толчков были обследованы с выдачей разрешений на дальнейшее производство строительных работ, эксплуатацию или ремонтно-восстановительные работы. За каждым строящимся и эксплуатируемым зданием или сооружением на весь период повторных толчков был организован систематический надзор. Котлован плотины, прилегающие к нему участки каньона и все подземные сооружения подверглись тщательному обследованию геологической и инженерно-технической службами проектной организации и строительства. По каждому объекту при этом выдавались рекомендации и технические решения по обеспечению безопасного возобновления работ. В дальнейшем инженерно-геологический контроль за состоянием каньона в районе гидроузла осуществлялся практически повседневно.

Для наблюдения за развитием процесса землетрясения в целях своевременного ограничения места и времени производства работ на строительстве была организована круглосуточная визуальная регистрация времени и силы повторных толчков, а одна из временных сейсмологических станций ИФЗ АН была установлена в пос. Дружба.

Осуществление этих и ряда других мероприятий обеспечило безаварийное и без несчастных случаев преодоление последствий первого на строящейся ГЭС в нашей стране землетрясения и составило основу изложенных выше рекомендаций по обеспечению безопасности работ в чрезвычайных условиях.

### 6.3. Разработка скальных котлованов гидроузлов

Разработка котлована любого гидроузла – один из наиболее сложных по организации производственных процессов в гидротехническом строительстве. Он отличается нетиповым характером, непостоянством транспортных коммуникаций, жесткими требованиями к качеству выемки и повышенной трудоемкостью. Особенно сложна подготовка скальных котлованов. Она включает рыхление скалы, выемку и транспорт ее, доборку и зачистку основания.

**Рыхление скалы.** Для разработки котлованов гидротехнических сооружений за основной принят буровзрывной способ рыхления скалы скважинными и шпуровыми зарядами.

Рыхление шпуровыми зарядами вследствие необходимости предварительной зачистки скальной поверхности от разрушенной породы трудоемко и малопродуктивно и для механизированной разработки больших котлованов рекомендовано быть не может. В современном гидротехническом строительстве оно применяется лишь для выполнения выемок в опасных для взрывов местах и доборки защитного слоя.

Рыхление скважинными зарядами обеспечивает высокие темпы работ при удовлетворительном уровне механизации и трудоемкости их. Буровые работы при этом способе рыхления в современном гидростроительстве выполняют преимущественно станками ударно-вращательного или шарошечного бурения. Для пород с коэффициентом крепости по Протодюконову менее 12 рекомендуется шарошечное бурение, при крепости выше 12 – ударно-вращательное.

Подбор буровых станков производится с учетом требуемого диаметра скважин, глубины и направления бурения, габаритов и мобильности станка. В котлованах плотин большей частью используются станки со скважинами  $\varnothing 70-85$  и 105 мм. Число станков определяется их производительностью и фронтом работ. Техническая производительность станков по бурению зависит от категории пород и приводится в специальной литературе. Фактическая производительность наиболее распространенных станков типа БМК и НКР на высокопрочных известняках VIII-X категории на Чиркейской ГЭС, например, не превышала 3-4 тыс. м /мес. при двухсменной работе. Фронт работ для одного станка этого типа принимался в пределах 250-350 м<sup>2</sup> площади выемки в месяц .

Серьезным недостатком буровзрывного метода работ является сейсмическое воздействие на скальный массив. По данным бывшего Союзвзрывпрома разрушающее действие взрыва при скважинных и шпуровых зарядах распространяется на 7-12 диаметров заряда и зависит от геологических ус-



ловий выемки [0.21]. Этот недостаток в значительной мере устраняется при короткозамедленном взрывании. Заряды или группы их в этом случае взрываются поочередно с интервалом в несколько десятков миллисекунд. Такое взрывание уменьшает сейсмическое воздействие взрыва и зону трещинообразования в массиве, улучшает дробление скалы, но полной защиты основания от нарушения не дает. Как следствие, важнейшей проблемой разработки скальных котлованов является обеспечение проектного профиля выемки и сохранности скалы в основании и на откосах.

На практике эта проблема решается применением специальных методов буровзрывных работ предварительного щелеобразования и контурного (гладкого) взрывания. Технология работ этими методами мало отличается от рыхления скважинными зарядами, но требует значительно большего объема и более высокого качества бурения. Качество поверхности скальной выемки при этом зависит от геологии массива, физико-механических характеристик пород, точности бурения и, главное, правильного подбора параметров взрыва: расстояния между скважинами, плотности зарядов и последовательности их взрывания. Хорошие результаты могут быть достигнуты только при тщательном подборе всех указанных параметров.

Технология скальных работ с использованием контурного взрывания применяется практически на всех зарубежных строительствах высоких плотин и подземных сооружений (рис. 6.12). Попытки внедрить контурное взрывание в отечественном гидростроительстве имели место на Красноярской, Вилюйской, Чарвакской, Ингурской, Токтогульской, Саяно-Шушенской и ряде других ГЭС, но достичь полного решения проблемы защиты основания ни на одном из этих гидроузлов не удалось. Только на Чиркейской ГЭС совместное использование контурного и короткозамедленного взрывания позволило получить выемки в точном соответствии с проектным контуром котлована при полной сохранности скального основания (рис. 6.13).

Неудачи при использовании контурного взрывания на перечисленных выше стройках вне всякого сомнения явились следствием не каких-либо особо неблагоприятных геологических условий, а следствием недостаточной отработки его параметров.

Другой большой недостаток буровзрывных работ – значительные потери рабочего времени рабочими и механизмами из-за необходимости удаления людей из опасной зоны на время взрыва. При больших размерах котлована они составляют не менее одного часа на взрыв. Для устранения этих потерь в зарубежном гидротехническом строительстве широкое применение нашло механическое рыхление скалы. Оно обладает по сравнению с буровзрывным способом более низкой стоимостью (по данным американской практики стоимость его составляет 35-50% стоимости буровзрывных работ)

242



Рис. 6.12. Подземный машинный зал ГЭС Сейтеваре в Финляндии, выполненный методом контурного взрывания

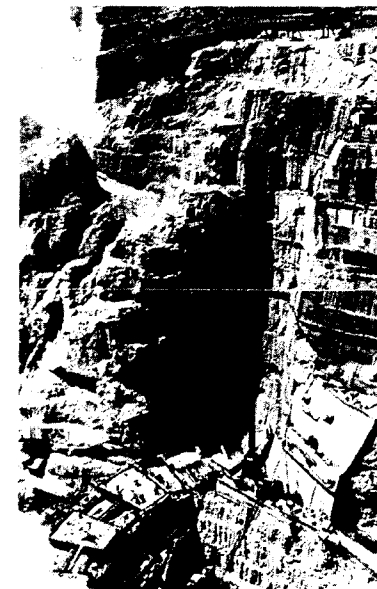


Рис. 6.13. Левобережная врезка котлована плотины Чиркейской ГЭС, выполненная контурным взрыванием, и крепление борта предварительно напряженными анкерами

и повышенной производительностью, обеспечивает сохранность скального основания и безопасность при производстве работ. В отечественном гидростроительстве этот метод пока практически не используется.

Для механического рыхления применяют специальные, установленные на мощных тракторах, рыхлители, которые довольно легко разрушают осадочные породы типа глинистых сланцев, песчаников и некоторые виды известняков. Рыхлимость метаморфических пород (гнейсов, кварцитов) зависит от их трещиноватости. Изверженные породы типа гранитов и базальтов обычно механическому рыхлению не поддаются. Их разработку производят с предварительным взрывом малых зарядов в скважинах, расположенных на большом расстоянии одна от другой.

Наибольшая глубина рыхления мощных зарубежных машин изменяется от 710 до 1960 мм, отечественных – от 700 до 1200 мм. Расстояние между проходами рыхлителя при погружении стоек на полную глубину принимают в пределах 0,9-1,5 м. Технические характеристики, технология работы и методы расчета производительности отечественных механических рыхлителей приведены в специальной литературе [70].

**Выемка и транспорт скалы.** Выемку скалы в котлованах гидроузлов при любых объемах работ, как убедительно показала практика, следует выполнять специальными экскаваторами типа ЭКГ или мощными одноковшовыми фронтальными погрузчиками. Применение экскаваторов с ковшом 0,5-1,25 м<sup>3</sup> даже при незначительных объемах скальной выемки не оправдывается. Кроме того, эти экскаваторы рассчитаны на автономную работу и часто поставляются с дизельным приводом. Опыт же свидетельствует, что для разработки котлованов гидроузлов во всех случаях целесообразно использовать экскаваторы с электроприводом. Они всегда более надежны, чем дизельные.

При строительстве шлюза Бухтарминской ГЭС на р. Иртыше (см рис. 3.15) основная выемка котлованов четырех его камер в сланцевых породах была выполнена экскаваторами ЭКГ-4,6 м<sup>3</sup>. Оставшаяся выемка объемом 4-5 тыс. м<sup>3</sup> под основание верхней головы четвертой (нижней) камеры шлюза выполнялась экскаватором Э-1004 с ковшом емкостью 1 м<sup>3</sup>. Однако, несмотря на отсутствие явных недостатков в организации этой работы, она выполнялась более месяца и была далека от завершения из-за систематических поломок вполне надежного экскаватора. При замене его экскаватором ЭКГ-4,6 работа была выполнена менее чем за неделю.

Погрузочные средства для выполнения земельно-скальных работ, как правило, выбирают в соответствии с размерами выемки, ее объемом и требуемой продолжительностью работ. В практических расчетах при этом обычно руководствуются годовой нормой выработки экскаваторов. При разработке котлованов высоких плотин с рыхлением скалы буровзрывным способом, однако, неизбежна цикличность работ и технологические простои механизмов.

При разработке котлована арочной плотины Чиркейской ГЭС, например, такие простои составляли до 35-45% рабочего времени. В результате производительность тяжелых экскаваторов при трехсменной работе не превышала в среднем 60-70 тыс. м на кубометр ковша в год. В отдельные же периоды производительность ЭКГ-4,6 достигала 50 тыс. м<sup>3</sup>/мес, а экскаваторов с ковшом 2,5 м<sup>3</sup> – 20-25 тыс. м<sup>3</sup> в месяц.

При работе в стесненных условиях и при необходимости совмещения разработки скалы с перемещением разрыхленной породы на небольшое расстояние более эффективны (чем экскаваторы) погрузчики на пневмоходу с фронтальной разгрузкой. Они отличаются мобильностью и маневренностью, способны работать без бульдозера для зачистки подошвы, а в некоторых случаях и с навесным рыхлителем.

Для перевозки грунта во всех случаях целесообразно использовать автосамосвалы или землевозы возможно большей грузоподъемности. Это поз-

воляет уменьшить число транспортных единиц в тесном котловане и отвлечение их на другие работы, до минимума сократить численность шоферов и обслуживающего персонала автотранспортных предприятий. Оптимальная производительность экскаваторов достигается при соотношении вместимости ковша и кузова автосамосвала не менее 1:3.

Темпы выполнения земельно-скальных работ и производительность землеройных и транспортных средств во многом зависят от коммуникаций котлована. Организация этих работ в широких створах больших трудностей не представляет, так как дороги при необходимости могут быть подведены к любым сооружениям и на любые отметки. Единственную неопределенность в этих случаях может составить выбор покрытия временных автодорог. Но при использовании большегрузных автомашин только дороги с твердым покрытием (бетонным или асфальтобетонным) гарантируют работу механизмов и автотранспорта без простоев. При песчаных грунтах перемычек и ложа реки на Чебоксарской ГЭС, например, движение автомашин оказалось возможным только при устройстве на всех дорогах и временных проездах бетонного покрытия.

Возможности выбора транспортных коммуникаций в стесненных створах ограничены. Узкие долины рек затрудняют, а порою делают невозможным доступ ко многим участкам котлована. В створе будущего сооружения приходится выбирать несколько опорных отметок и с них осуществлять все работы по гидроузлу. Минимальное число их – две-три, а положение определяется топографией створа и схемой организации работ. Одна из опорных отметок выбирается в нижней части котлована (как правило, на уровне перемычек), вторая – на уровне гребня плотины.

Выбор нижней опорной отметки основывается на том, что с уреза воды удобно организовывать как уборку обрушаемой со склонов породы, так и разработку русловой части котлована.

Выбору в качестве опорной отметки гребня плотины способствуют три фактора. Во-первых, значительная часть плотин использует почти всю глубину каньона и имеет отметку гребня, близкую к верхней отметке по меньшей мере одного из берегов. Во-вторых, на большинстве плотин предусматривается устройство постоянного проезда по гребню. В-третьих, разработка почти всех котлованов в узких створах начинается с верхних отметок, и организация здесь опорного пункта полностью отвечает требованиям работ.

Склоны высоких плотин обычно достаточно пологи, и подходы к промежуточным отметкам сооружения часто удается выполнить в виде обычных автодорог на скальных полках. При очень крутых склонах подходы нередко приходится устраивать в виде транспортных туннелей. Решение с туннелем было использовано, например, для въезда на плотину Саяно-Шушенской ГЭС с левого берега.



Съезды в котлованы плотин с нижней опорной отметки из-за трудности устройства полук при крутых склонах нередко удается сделать только по перемычкам после перекрытия русла реки. Уклоны их достигают 15-20%. При этом в период разработки котлована подходы к нему с одного из бьефов часто отсутствуют. Все это делает невозможной организацию кольцевого движения транспорта и серьезно затрудняет производство работ. Поэтому съезды на самые низкие отметки глубоких котлованов в подобных условиях целесообразно выполнять в виде временных транспортных туннелей. В сочетании с проездами по перемычкам они позволяют организовать кольцевое движение транспорта на любом этапе работ. Нередко такие туннельные съезды совмещают с подходными выработками строительного туннеля.

Использование временных туннелей позволило, например, котлован плотины Чиркейской ГЭС глубиной около 70 м в чрезвычайно стесненных условиях разрабатывать с кольцевым движением автотранспорта на всех этапах работ. Основной съезд был выполнен по верховой перемычке и имел уклон около 15%. Для создания кольцевого проезда на первом этапе использовались подходные выработки к строительному туннелю. Из них были сделаны специальные выходы в верхний и нижний бьефы котлована. Уклоны этих съездов увеличивались по мере углубления котлована и на заключительном этапе разработки они стали непригодны для проезда. Поэтому съезд на самые низкие отметки котлована был сделан с нижнего бьефа от постоянной дороги к зданию ГЭС по дренажной штольне и временной подходной выработке (рис. 6.14).

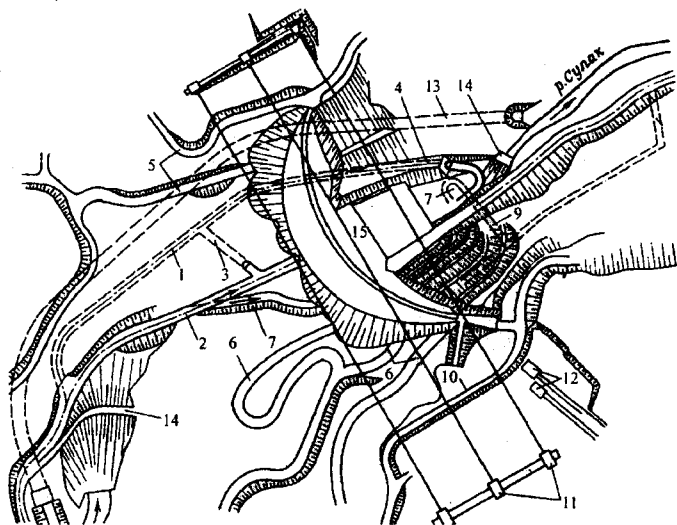


Рис. 6.14. Транспортная схема котлована Чиркейской ГЭС:

1 – транспортный туннель, 2 – съезд в котлован с перемычки, 3 и 4 – съезды в котлован из транспортного туннеля, 5 и 6 – подъезды к врезкам плотины, 7 – съезд на дно котлована, 8 и 9 – подземные выработки для съезда в котлован с нижнего бьефа, 10 – дорога на гребень плотины, 11 – кабелькран, 12 – бетонные заводы, 13 – строительный туннель, 14 – перемычки, 15 – плотина

При пологих склонах или наличии террас на них могут быть организованы подходы ко всем промежуточным отметкам сооружения. Они выполняются обычно в виде автодорог на скальных полках и носят вспомогательный характер. Устройство их в целях сохранения окружающего ландшафта может быть рекомендовано только со стороны верхнего бьефа. В отдельных случаях такие подходы можно выполнять в виде коротких туннелей.

На Саяно-Шушенской ГЭС, например, при устройстве автодорожного подъезда к одной из промежуточных отметок плотины на правом берегу имело место неоднократное обрушение скальной полки. Решить задачу удалось только путем проходки небольшого транспортного туннеля.

Большую помощь при выполнении скальных работ в котлованах высоких плотин могут оказать кабель-краны. Смонтированные до начала разработки котлована, они способны решать многие вопросы: подавать механизмы, транспортировать породу из труднодоступных мест. Влияние их на организацию работ особенно велико при отсутствии съезда в котлован и подходов на промежуточные отметки. В таких случаях они могут служить одним из основных опорных пунктов транспортной схемы (рис. 6.15). Подобное использование кабель-кранов имело место, например, при строительстве плотин Морроу Пойнт в США и Альдеадевила в Испании.

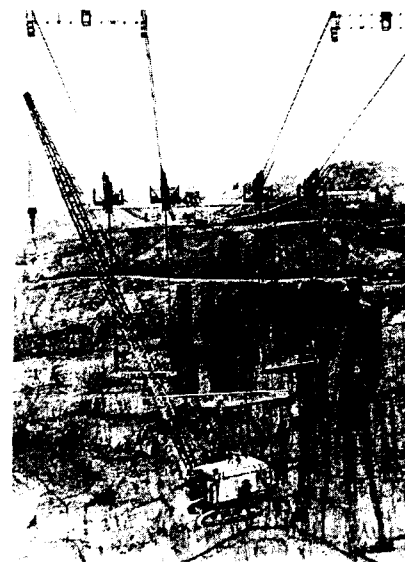


Рис. 6.15. Подача гусеничного крана ДЭК-25 в котлован кабель-кранами

Наиболее сложной при разработке любого котлована оказывается выемка грунта самого нижнего яруса и защитного слоя в основании сооружений. Трудность этих работ объясняется большой глубиной и стесненностью котлованов, худшими условиями рыхления скалы и особенно помехами фильтрационных вод. Зависимость земельно-скальных работ от местного водоотлива бывает настолько велика, что надолго задерживает выполнение их.

На Чебоксарской ГЭС, например, разработка зуба понура из-за обильной фильтрации при остаточных объемах выемки в несколько сот кубометров продолжалась

более четырех месяцев. А разработка зуба водосливной плотины Бухтарминской ГЭС смогла быть выполнена только после устройства мощной дополнительной насосной водоотлива на самых низких отметках.

Преодоление подобных проблем требует не только оснащения строительства достаточным количеством водоотливных средств и мощными экскаваторами, оборудованными обратными лопатами, но и создания единого коллектива из механизаторов и персонала водоотлива с материальной заинтересованностью его в завершении работ.

**Защитный слой и его разработка.** Защита основания сооружений от разрушения при рыхлении скалы взрывами достигается, как правило, оставлением защитного слоя. Толщина его в котлованах гидротехнических сооружений принимается в зависимости от метода буровзрывных работ в пределах от 0,5 до 3,0 м. Минимальная толщина назначается при выполнении скальных работ методом контурного взрывания. Больше того, в ряде случаев при выполнении буровзрывных работ этим способом можно обойтись без защитного слоя.

Разработка защитного слоя производится, как правило, в два приема. Верхняя часть его с недобором до проекта около 0,5 м удаляется сразу после выполнения основной выемки теми же механизмами, но с рыхлением мелкошпуровыми зарядами. Оставшуюся скалу убирают непосредственно перед укладкой бетона. При большой продолжительности разработки и существования котлована этот слой породы служит одновременно защитой основания от разрушения под влиянием атмосферных воздействий и разуплотнения во времени. Эти явления особенно заметны в местностях с суровым резко континентальным климатом.

Оставшуюся часть защитного слоя разрабатывают большей частью вручную с погрузкой разрыхленной скалы сначала в ковши, а из них краном в автосамосвалы. Условием производительного труда при такой разработке является закрепление за каждой бригадой крана и машин по принципу «бригада-кран-автосамосвал». По данным [4], вполне согласующимся с практикой, вручную выполняется до 15% объема скальных работ, а затраты труда по доработке котлована достигают 80-90% общей трудоемкости скальной выемки. В результате процесс подготовки скального основания под бетон длится многие месяцы.

Объем ручных работ при подготовке скального основания может быть сокращен при использовании для этой цели гидромониторов и тракторных рыхлителей. Применение гидромониторов возможно, однако, только в теплое время года и связано с некоторой задержкой укладки бетона на подготовленное основание.

Защитный слой в котловане Курпсайской ГЭС, например, разрабатывался бульдозером со специальным отвалом с использованием гидромониторов ГМП-250 и лафетных стволов. Такая механизация позволила полностью отказаться от мелкошпурового бурения и резко сократить затраты ручного труда.

Для уменьшения объема доборки защитного слоя в котловане следует тщательно оценивать качество полученного после экскаваторной выемки скального основания, так как на практике во многих случаях качество полученного основания позволяет отказаться от дальнейшей разработки котлована.

На Бухтарминской ГЭС, например, после выемки основной массы скалы с рыхлением бурением канатно-ударными станками, по результатам такой оценки было принято решение отказаться от разработки защитного слоя и поднять отметку основания всей пристанционной плотины на 3-5 м.

Самым эффективным средством сокращения трудоемких скальных работ, как показал опыт Чиркейской ГЭС, является применение при разработке котлована контурного взрывания. В результате выполнения котлована этой ГЭС в мелкокристаллических известняках этим методом объемы доборки защитного слоя оказались ничтожными.

При разработке котлована плотины Чиркейской ГЭС наиболее сложным было выполнение скальной выемки строго по проектному контуру и обеспечение сохранности основания под пяты арочной плотины от разрушения взрывами. За основу решения проблемы была принята тщательная отработка параметров производства буровзрывных работ методом контурного взрывания с расположением плоскости гладкого откола по проектному очертанию выемки.

Котлован плотины разрабатывался уступами высотой по 10-12 м. Для глубоких врезок под пяты плотины наиболее приемлемым оказался метод взрывания с предварительным щелеобразованием по контуру выемки и последующим рыхлением уступа по частям (захватками). Такой метод рыхления потребовал создания между захватками защитных экранов из скважин, аналогичным контурным, но с большим шагом. Отсутствие экрана приводило к трещинообразованию в массиве следующей захватки, затруднениям с выполнением буровых работ и снижению интенсивности разработки.

Деление уступа на захватки, а взрыва на серии обеспечивало максимальную эффективность рыхления благодаря наличию при взрыве каждой серии двух свободных плоскостей: со стороны склона и перпендикулярного ему экрана. Масса заряда в серии была ограничена 2 т из условия обеспечения устойчивости находившихся в районе работ потенциально неустойчивых массивов. Контурные скважины и скважины рыхления взрывались одновременно короткозамедленным методом.

Бурение на уступе производилось станками БМК-4, СБМК-5 и НКР-100. Скважины контурного взрывания  $\varnothing 105$  мм забуривались с шагом 60 см сразу по всему контуру врезки с перебором на 1,5-2,0 м. Глубина их разрешалась до 18-20 м, а до-

пустимое отклонение не более 1%. При глубине больше 10-12 м точность бурения резко падала. Для повышения ее станки устанавливались на направляющие рамы. Скважины рыхления бурились по сетке 3x3 м под тем же углом, что и контурные с перебором на 1 м. От последних они располагались на расстоянии несколько больше шага сетки (рис. 6.16).

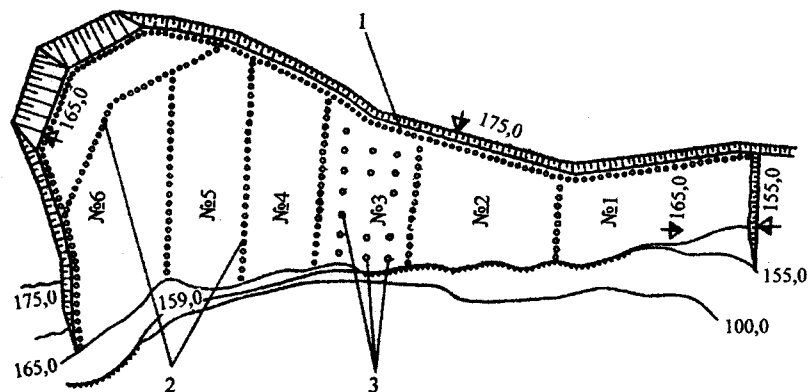


Рис. 6.16. Схема обустройства правобережной врезки плотины Чиркейской ГЭС: 1 – контурные скважины, 2 – скважины защитного экрана, 3 – скважины рыхления, № 1-6 – захватки

Зарядка скважин производилась патронированным ВВ на детонирующем шнуре. Патроны ВВ длиной 300 мм прикреплялись к детонирующему шнуру через 300-600 мм и опускались в скважины. Верхние 2-2,5 м скважины заряда не имели и заполнялись скальной мелочью. При таком распределении заряда достигался наиболее ровный откол известняков.



Рис. 6.17. Скальная поверхность правобережной врезки арочной плотины после контурного взрывания

Выполнение работ по описанной технологии требовало соблюдения отличных от общепринятых правил взрывания: во-первых, образования щели предварительного откола одновременно по всему контуру выемки, так как взрыв строчки контурных скважин по частям вызывал нарушение откосов на стыках серии; во-вторых, сопряжения контурных плоскостей по радиусу не менее 5 м под углом более 90°; в-третьих, устройства между сериями взрывов (захватками) защитного экрана из контурных скважин с шагом 1-1,2 м [103.14]. Полученная в результате такого взрыва скальная поверхность практически не имела нарушений (рис. 6.17).

За рубежом при небольших котлованах контурное взрывание широко используется не только для образования вертикальных плоскостей выемок, но и при формировании горизонтальных плоскостей оснований сооружений. Применение его в этих случаях обеспечивает полную сохранность скалы при отсутствии какого-либо защитного слоя. В отечественной практике горизонтальные контурные скважины были применены с хорошим эффектом при разработке левого примыкания Зейской плотины.

Качественное выполнение выемки контурным взрыванием при определенных геологических и климатических условиях позволяет отказаться от защитного слоя в береговых примыканиях не только как средства предохранения основания от разрушения при рыхлении, но и как средства защиты скальной поверхности от разрушения во времени. Такой вывод подтверждается наблюдениями за сохранностью известняков на Чиркейской, габбро и сланцев на Бухтарминской, диоритов на Зейской и Усть-Илимской ГЭС. На этом основании представляется возможным допускать в определенных условиях разработку котлованов высоких плотин в прочных слаботрешиноватых породах (габбро, гранитах, диоритах, мраморах и высокопрочных известняках) методом контурного взрывания без оставления защитного слоя [25].

#### 6.4. Разработка береговых примыканий высоких плотин

Разработка котлованов высоких плотин начинается с береговых примыканий выше уровня реки. В них располагается значительная (а в узких створах – большая) часть выемки. Теоретически вся она может быть выполнена до перекрытия русла. Однако эта работа всегда представляет сложную по выполнению задачу. В природе не встречается котлованов с одинаковыми топографическими, геологическими и гидрогеологическими условиями и разработка любого из них имеет свои особенности. Однако по порядку выполнения работ, методам рыхления и перемещения породы все способы разработки береговых примыканий высоких плотин можно свести к нескольким принципиальным схемам.

*Схема 1 — разработка массивными взрывами.* Выемка береговых примыканий по этой схеме осуществляется сбросом породы массивными взрывами в осушенный котлован. Вывозка ее из котлована производится автосамосвалами с погрузкой экскаваторами. Русловая часть котлована разрабатывается после береговых примыканий.

Для этой схемы характерны: совмещение бурения на бортах с погрузкой и вывозкой обрушенной в русло породы, незначительные простои оборудования, низкая стоимость буровзрывных работ и высокие темпы разработки котлована. Недостатки ее – трудность получения проектного контура

выемки и сохранения бортов от разрушения при взрывах, повышенная опасность для людей и механизмов на погрузке и вывозке породы, невозможность производства работ до перекрытия русла. Из-за этих недостатков рассматриваемая схема в чистом виде практически не применяется, но широко использовалась на многих гидроузлах в сочетании с другими методами.

Плотина Мовуазен в Италии, например, высотой 237 м построена в ущелье с крутыми склонами. Объем ее котлована 1410 тыс. м<sup>3</sup>, из которых 680 тыс. м<sup>3</sup> – в береговых примыканиях. Часть этого объема была разработана массовыми взрывами. Сначала на правом берегу параллельно поверхности откоса пробурили 4500 м скважин и взрывом в них 20 т ВВ обрушили в котлован 66 тыс. м<sup>3</sup> породы. Затем на левом берегу пробурили 6000 м скважин и взрывом 32 т ВВ обрушили 100 тыс. м<sup>3</sup> грунта. Остальную часть скалы добивали шпуровым методом [11].

Современные методы буровзрывных работ (контурное и короткозамедленное взрывание, малобризантные ВВ) позволяют значительно расширить применение массовых взрывов. Согласно теории, радиус действия удлиненных зарядов в крепких и средней крепости породах ( $K_{кр} = 9-10$ ) составляет вдоль оси скважин 7-10 м и поперек оси 100 диаметров. Для используемых в гидростроительстве буровых станков эти расстояния равны соответственно 1,2-2,0 и 10-15 м. Учитывая, что щель предварительного откола снижает разрушительное действие взрыва примерно в два раза, защитный слой при массовых взрывах должен составлять 5-8 м, а при короткозамедленном взрывании еще меньше [11, 0.8]. Следовательно, при большой глубине бортовых врезок значительную часть их можно разрабатывать массовыми взрывами, а остальную породу дорабатывать методами, обеспечивающими сохранность скального основания.

Эти соображения подтверждаются обрушением на Чиркейской ГЭС взрывом 42 т ВВ 75 тыс. м<sup>3</sup> скалы без существенного нарушения материковой части массива. В проекте этой ГЭС была разработана весьма перспективная технология выемки этим методом береговых примыканий плотины крутонаклонными уступами с разбуриванием их из специальных штолен (рис. 6.18).

На Курпсайской ГЭС таким способом была успешно выполнена правобережная врезка под плотину на высоту 50 м. При этом бурением скважин контурного взрывания с поверхности уступа и из штольни (рис. 6.19) удалось ограничить защитный слой толщиной 0,5 м [132.3].

**Схема 2 – разработка механизмами со сбросом породы вниз.** Рыхленные скалы в этом случае производится уступами. Разрыхленная порода сбрасывается в котлован частью при взрыве, частью механизмами (экскаватором, бульдозером или погрузчиком). В котловане она грузится в автосамосвалы и вывозится в отвал. Русловая часть котлована вынимается после береговых врезок.

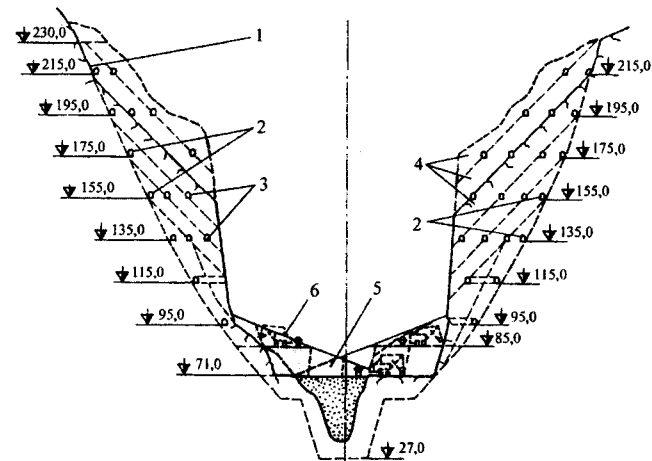


Рис. 6.18. Схема разработки береговых примыканий Чиркейской плотины массовыми взрывами (проект):

1 – контур котлована, 2 – штольни для бурения контурных скважин, 3 – штольни для бурения скважин рыхления, 4 – обрушаемые ярусы породы, 5 – завал котлована после массового обрушения скалы, 6 – экскаватор

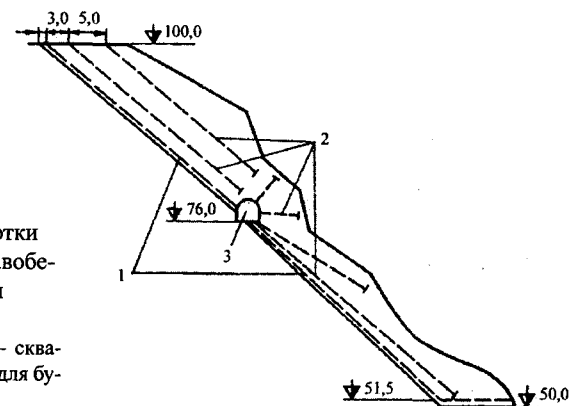


Рис. 6.19. Схема разработки массовыми взрывами правобережного примыкания

Курпсайской ГЭС:

1 – контурные скважины, 2 – скважины рыхления, 3 – штольни для буровых работ

Рассматриваемая технология обеспечивает получение проектной выемки при хорошей сохранности скального основания, минимум непрофильных объемов и ручных работ, высокие темпы и низкую стоимость разработки. Все это способствовало широкому распространению ее в гидротехническом строительстве, где этот метод стал одним из основных. Его следует признать наилучшим для котлованов с небольшими по глубине врезками в крутые берега при отсутствии опасности завала русла реки.

По такой схеме, например, разрабатывалось левобережное примыкание плотины Саяно-Шушенской ГЭС на высоту 220 м с выемкой 695 тыс. м<sup>3</sup> скалы. Взрван-

ная порода сбрасывалась с уступов по двум естественным логам шириной 8 м и уклоном 50° в ловушку на урзе реки, где экскаватором грузилась на транспорт. Разработка скалы на уступе и погрузка ее из ловушки велась поочередно. К паводку ловушка полностью освобождалась от грунта.

К недостаткам этой схемы следует отнести: цикличность работ по обуриванию уступа, сбросу породы и вывозке ее из котлована, неизбежные простои оборудования; повышенную опасность для людей и механизмов в котловане из-за работы в два яруса. При отсутствии кабель-крана эта схема сложна по организации работ и возможна к применению в узких створах только после отвода реки из русла. Однако такие недостатки ее, как цикличность работ и повышенная опасность на погрузке породы в котловане, могут быть устранены устройством специального подземного комплекса в составе: контурных штолен для бурения скважин, специальных камер-капонилов для защиты экскаваторов от обвалов и транспортных туннелей для вывозки породы.

Наиболее сложной операцией в этой схеме является рыхление скального уступа. Как показывает опыт, наилучший эффект выполнения её достигается при короткозамедленном взрывании контурных скважин и скважин рыхления. Параметры разработки уступов (шаг скважин, виды зарядов, порядок взрывания) зависят от геологического строения массива и определяются опытным путем. Для предварительных расчетов можно рекомендовать скважины контурного взрывания выполнять: при 25-50 мм с шагом 20-40 см, при 60-80 мм с шагом 45-60 и при 105-120 мм с шагом 60-80 см.

При выполнении примыканий гравитационных плотин в массивах, сложенных слоистыми породами с горизонтальным расположением пластов, вертикальных скважин контурного взрывания и рыхления бывает достаточно для образования уступов проектной конфигурации. Однако взрыв одних контурных скважин в этом случае может вызвать подвижку пластов породы и серьезно затруднить разбуривание и рыхление их. В изверженных породах и при крутопадающих напластованиях скалы для образования горизонтальных уступов необходимо бурить дополнительно горизонтальные скважины контурного взрывания.

На строительстве плотины Глен Каньон в США при разработке береговых примыканий в плотных песчаниках таким методом скважины контурного взрывания бурились 63 мм на глубину 4,8 м с шагом 30 см, а скважины рыхления 82 мм – на глубину до 7,3 м с шагом 1,2-3,6 м. Взрыв их производился короткозамедленным методом с интервалом от 0 до 10 мс. Контурные скважины с зарядом из патронов 32x200 мм через 60-90 см взрывались в последнюю очередь. В результате было обеспечено получение чистой поверхности врезки без нарушения скалы [100].

**Схема 3 – разработка уступами на транспорт.** Выемка примыканий по этой технологии производится уступами с устройством к каждому из них автодорожных подъездов. Взорванная на уступах порода грузится на транспорт и вывозится в отвал. Русловая часть котлована может разрабатываться одновременно с бортовыми врезками.

Эта схема обладает всеми достоинствами предыдущей. Кроме того, она позволяет выполнять работы на примыканиях до отвода реки из котлована и обеспечивает большую безопасность их. Многочисленные положительные стороны разработки на транспорт с избытком покрывают главный недостаток её – необходимость устройства дополнительных выемок при строительстве дорог. Поэтому она, наравне с предыдущей, является одной из наиболее распространенных в гидротехническом строительстве.

При крутых (более 45-50°) склонах разработка уступов по этой схеме производится сверху вниз, а на пологих склонах взорванная порода может зависать, что затрудняет бурение и повышает опасность работ. Поэтому применяют разработку снизу вверх.

Сверху вниз выполнялись примыкания на высоких отметках Ингурской плотины. Для разработки их было построено около 30 км автодорог с объемом выемки до 2,3 млн. м<sup>3</sup>, что составило 88% профильного объема котлована. Уклоны постоянных участков дорог не превышали 10%, а на концевых (срабатываемых) достигали 15% при уступах разработки в 10-12 м [79].

По технологии снизу вверх разрабатывалось правобережное примыкание Саяно-Шушенской плотины на высоту 209 м объемом 430 тыс. м<sup>3</sup>. Выполнить его по проектной схеме сверху вниз не удалось.

Оригинальная схема разработки береговых примыканий была осуществлена при строительстве 180-метровой плотины Эмоссон в Швейцарии. При склонах каньона 30-50° работы были начаты у основания склонов, где были созданы площадки для улавливания грунта от разработки верхних участков врезок. Такая же площадка путем расширения естественной полки была выполнена на середине левой врезки. Выемку выше промежуточной площадки производили снизу вверх, а ниже её – сверху вниз. Правая врезка разрабатывалась уступами сверху вниз. Работы обслуживались кабель-краном [101, 102].

**Схема 4 – разработка через породоспуски.** Производится слоями сверху вниз со спуском разрыхленной породы по специальным шахтам-породоспускам к бункерам, расположенным в подземных выработках на транспортном горизонте. Из них порода перегружается на транспорт и вывозится в отвал. Выемка руслового котлована при этом может производиться одновременно с работой на бортах.

Технология работ с породоспусками была принята в качестве основного варианта для разработки котлована арочной плотины Чиркейской ГЭС. Большая глубина

врезок в борта и крутые склоны ущелья способствовали принятию такого решения. На каждом из берегов при этом предусматривалась проходка под углом  $70^{\circ}$  по одному породоспуску глубиной 140 м и сечением  $2,5 \times 4,2$  м. В нижней части они уширялись до  $6,0 \times 4,2$  м для складирования породы и оснащались пальцевыми затворами. Параллельно породоспуску намечалась проходка людского ходка со сбойками  $2,0 \times 1,5$  м через 20—30 м по высоте для устранения «пробок». К затворам бункеров подходили транспортные выработки сечением  $48-60$  м<sup>2</sup>.

Разработка примыканий проектировалась слоями 2-3 м с перемещением взорванной породы к породоспускам бульдозерами. Вывозка породы предполагалась автосамосвалами по транспортным туннелям.

Применение породоспусков должно было дать возможность выполнять работы по примыканиям до перекрытия реки, обеспечить сохранность откосов при рыхлении мелкими скважинами и безопасность работ в русловом котловане путем ухода из узкого ущелья в подземные выработки (рис. 6.20 и 6.21)

Причинами, заставившими строителей искать другую технологию производства работ при вполне благоприятных для схемы с породоспусками природных условиях, явились переходящие факторы, характерные для времени строительства Чиркейской ГЭС: недостаточная надежность отечественных бульдозеров при работе на скальных грунтах, трудность ремонта их при отсутствии кабель-кранов и дорог на врезки плотины, увеличение объема бурения в связи с уменьшением высоты яруса, полное отсутствие опыта работы с породоспусками и, как следствие, ожидавшееся резкое снижение темпов работ по сравнению с открытой выемкой.

При современном развитии строительства схему с породоспусками в аналогичных Чиркейской ГЭС природных условиях нужно признать целесообразной. Условиями ее применимости следует считать невозможность устройства подъездов на промежуточные отметки крутых склонов, необходимость совмещения разработки примыканий с проходкой строительного туннеля или выемкой русловой части котлована в узком створе, ввод в действие кабель-кранов.

Классическим примером использования породоспусков для выемки береговых примыканий является строительство плотины Пьяве ди Кадоре в Италии. В ее котловане было пройдено пять породоспусков при трех транспортных горизонтах для вывозки породы. Разработка взорванной скалы на уступе производилась малогабаритными бульдозерами, а транспорт в отвал – электровозами на вагонетках. Одновременно с примыканиями выполнялась выемка руслового котлована, имевшего ширину на уровне пробки плотины 55 м. Всего из котлована было вынута 114 тыс. м<sup>3</sup> грунта. Затраты труда на 1 м<sup>3</sup> выемки составили 6,4 чел-ч [100].

**Схема 5 – с перемещением породы подъемниками.** Разработка примыканий при этой схеме производится ярусами сверху вниз с подъемом рыхленной скалы на отметку погрузки на транспорт специальными подъемниками или кабель-кранами. Схема применяется очень редко и может быть

рекомендована только при крайне неблагоприятной для устройства автодорожных подъездов топографии створа.

Эта схема была использована при разработке котлована ГЭС Пикоте на р. Дуэро в Испании с объемом выемки около 500 тыс. м<sup>3</sup>. Плотина этой ГЭС располагалась в каньоне шириной по низу 25 м и на уровне гребня 90 м. Сложенные гранитами склоны имели уклон около  $80^{\circ}$ . Возможность строительства дорог на нижние и промежуточные отметки котлована отсутствовала. Поэтому порода поднималась четырьмя скиповыми подъемниками на верхнюю площадку, откуда вывозилась в отвал [101].

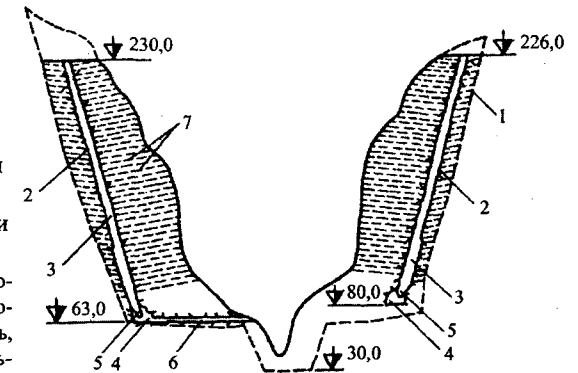


Рис. 6.20. Схема разработки примыканий Чиркейской плотины через породоспуски (проект):

- 1 – контур котлована, 2 – породоспуски, 3 – расширение породоспуска, 4 – подъездной туннель, 5 – пальцевый затвор, 6 – штольня для вентиляции и водоотлива, 7 – ярусы разработки скалы высотой 2 м

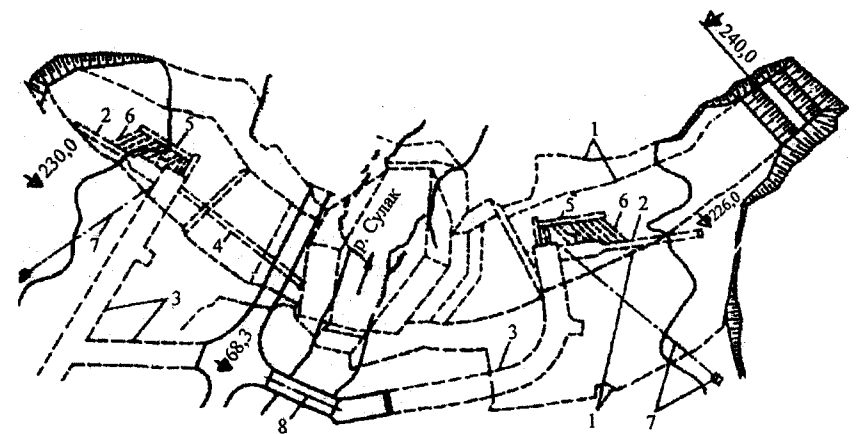


Рис. 6.21. Схема транспортных коммуникаций при разработке примыканий плотины Чиркейской ГЭС через породоспуски:

- 1 – контур котлована, 2 – породоспуски, 3 – подъездной туннель, 4 – штольня для вентиляции и водоотлива, 5 – людской ходок, 6 – сбойка, 7 – подъемник, 8 – мост

**Схема 6 – со сбросом породы в реку** предполагает разработку примыканий сверху вниз уступами или послойно со сбросом разрыхленной скалы в текущую воду реки. Сброшенная порода транспортируется потоком и раскладывается вдоль русла в нижнем бьефе.

Рассматриваемая технология обладает всеми достоинствами схем 2 и 3 и лишена их недостатков. Экономические выгоды ее очевидны. Однако при ней имеет место реальная опасность подпора будущей ГЭС завалами в реке. Но, как показывает опыт, при значительных уклонах и большой мощности потока горных рек эта опасность может быть устранена более мелким дроблением скалы путем сближения скважин при взрывании или механическим рыхлением.

Справедливость такого вывода подтверждается наблюдениями за размывом завалов русла Сулака в районе Чиркейской ГЭС. Объем обрушенной в русло скалы на этой ГЭС за трехлетний период превысил 400 тыс. м<sup>3</sup>. Однако после прохождения нескольких паводков существенных изменений уровней реки в створе ГЭС по сравнению с началом работ отмечено не было.

Еще более убедительным примером практически неограниченной размывающей способности таких рек служит размыв скального оползня объемом около 2 млн. м<sup>3</sup>, имевший место во время землетрясения 14 мая 1970 г. в 1,5 км выше створа Чиркейской ГЭС. Он полностью перекрыл реку каменно-земляной плотиной высотой около 50 м (см. рис. 6.8). Но уже через несколько недель она в пределах русла была полностью смыта без какого-либо вмешательства строителей, а после прохождения очередного паводка заметные перепады в русле практически исчезли. Следует отметить, что переработка и перемещение потоком высокопрочных известняков происходила в самых неблагоприятных условиях, а крупность обрушенных скальных глыб достигала нескольких метров в поперечнике.

На основе анализа размывов завалов р. Сулак на Чиркейской ГЭС в [25] сформулированы предварительные условия использования рассматриваемой схемы в строительстве. Они представлены в табл. 6.2.

Таблица 6.2

Наименование	Показатели при прочности породы, мПа	
	до 80	более 80
Уклон русла, %	0,3	
Максимальный расход паводка, м <sup>3</sup> /с	более 1000	более 1500
Максимальные скорости в реке во время паводка, м/с	4,0	4,5
Предельно допустимая крупность породы, см	50	40
Допустимый сброс породы на 1 км стока павод, тыс. м <sup>3</sup>	50	40

Приведенные в табл. 6.2. показатели в основном соответствуют результатам лабораторных и натурных исследований, полученным Гидропроектом [66]. Для принятия окончательных параметров возможных сбросов разрых-

ленной породы в русло целесообразно проводить натурные исследования размывающей способности реки. При необходимости размывающая способность ее может быть повышена созданием искусственного подпора выше створа и быстроток ниже его.

При сооружении на реке каскада гидроэлектростанций рассматриваемая схема может быть применена и при отсутствии гарантии полного размыва обрушенной породы.

Некоторый подпор с нижнего бьефа в этом случае может быть учтен при возведении нижележащей ступени каскада.

Эта схема становится еще более естественной и целесообразной при строительстве гидроузлов с длинной деривацией, для которых подпор у плотины значения не имеет.

## 6.5. Разработка котлованов при недостаточной устойчивости бортов

Крутые склоны узких каньонов, как правило, имеют неблагоприятные сочетания разного рода трещин, образующих отдельные потенциально неустойчивые блоки и целые участки склонов, отсеченные от материка крупными сколовыми и тектоническими трещинами, устойчивые только в естественном состоянии. При разработке котлованов в таких каньонах естественное напряженное состояние склонов бывает сильно нарушено разгрузкой выемками под сооружения, различного рода подрезками для дорог и защитных полок, дополнительным трещинообразованием в результате взрывов, обводнением дождевыми и производственными водами. Эти нарушения склонов часто сопровождаются обвалами или вызывают непрофильные выемки больших скальных масс.

При разработке, например, котлована плотины Эмоссон в США результате буровзрывных работ произошла просадка скальной породы в районе сброса в верхней части правобережного примыкания. Потребовалось удалить дополнительно 55 тыс. м<sup>3</sup> нарушенной скалы и выполнить анкеровку основания. Продолжительность работ по плотине увеличилась на год, а стоимость на 36% [101, 102].

В процессе разработки котлована Миатлинской ГЭС на р. Сулак начались подвижки больших масс делювиальных отложений на правом склоне каньона. Для стабилизации их потребовалось отсыпать в районе примыкания плотины упорные призмы, отказаться от каких-либо выемок на правом берегу и перейти от приплотинной компоновки гидроузла к деривационной.

Возможность подобных геологических явлений в некоторых из створов требует осуществления на всех этапах разработки котлованов специальных



мероприятий по уменьшению неблагоприятного влияния производства работ на устойчивость склонов. К числу таких мероприятий относится организация геологических и сейсмометрических наблюдений за устойчивостью охраняемых массивов, ограничение параметров буровзрывных работ, искусственное повышение устойчивости отдельных блоков и участков склона.

Геологические и сейсмометрические наблюдения имеют целью контроль за состоянием бортов каньона и потенциально неустойчивых блоков при выполнении взрывов и корректировку параметров последних. Выполняются они двумя методами: визуально – по установленным на неустойчивых массивах маякам и инструментальными замераами колебаний охраняемых массивов при взрывах. При наблюдениях регистрируют все необходимые для расчетов параметры – массовые скорости, амплитуды смещений, периоды и продолжительность колебаний. По результатам наблюдений систематически уточняют геоструктурную схему склонов и производят микросейсморайонирование района работ. В процессе последнего для каждого скального блока с известными геометрическими и геологическими характеристиками определяют критические параметры сейсмического воздействия и сейсмобезопасную массу заряда.

Выполнение буровзрывных работ в котловане при достаточно надежных бортах каньона, но наличии в районе створа потенциально неустойчивых массивов требует применения лишь короткозамедленного взрывания для уменьшения сейсмического воздействия взрыва на высокие склоны ущелья и некоторого ограничения массы зарядов. В случае же недостаточной надежности склонов вводят строгие ограничения на производство любых взрывных работ – устанавливают предельно допустимые массы зарядов, выделяют отдельные охраняемые объекты, вблизи которых взрывы либо не допускают совсем, либо разрешают одиночными скважинами или шпурами. Сейсмобезопасные массы зарядов, число ступеней замедления и интервалы между сериями взрывов назначают дифференцированно для различных зон котлована в соответствии с его микросейсморайонированием. Все расчеты ведут по «Техническим правилам ведения взрывных работ в энергетическом строительстве».

Сейсмобезопасная масса заряда  $Q_{\text{мгн}}$  при мгновенном взрывании в котловане Чиркейской ГЭС, например, с достаточной достоверностью определялась из выражения

$$Q_{\text{мгн}} = (V_{\text{кр}} / \kappa)^{3/V} r_c^3, \quad (6.1)$$

где  $V_{\text{кр}}$  – критическая скорость колебаний охраняемого объекта, определяемая либо замерами сейсмических приборов, либо расчетным путем по ре-

зультатам геологосейсмо-метрического микросейсморайонирования;  $\kappa$  – показатель интенсивности колебаний блока;  $\nu$  – показатель затухания колебаний в массиве;  $r_c$  – расстояние от заряда до охраняемого объекта.

При взрыве короткозамедленным способом наибольший возможный заряд  $Q_{\text{макс}}$  при  $n$  ступенях замедления составлял:

$$Q_{\text{макс}} = 0,65 n Q_{\text{мгн}}, \quad (6.2)$$

Повышения устойчивости отдельных блоков и участков склона достигают: отказом от выемок и сохранением в естественном состоянии откосов, разгрузка которых может неблагоприятно отразиться на скальном массиве за пределами выемки;

защитой массива от обводнения дождевыми и производственными водами путем устройства дренажей, бетонирования полков и откосов и запрещения использования воды при производстве работ на участках, где обводнение может вызвать разуплотнение прослоев пород и подвижку по ним вышележащих частей массива;

устройством подпорных стенок и контрфорсов для устранения возможности развития деформаций скального массива;

анкерно-сетчатым и тросовым креплением поверхности откоса, обетонированием ее или покрытием шприц-бетоном;

укреплением различного рода анкерами.

Наиболее эффективным и вместе с тем достаточно сложным методом повышения устойчивости склонов является крепление скальных массивов стальными анкерами. Оно находит применение практически во всех котлованах в виде анкеров двух видов: простых и предварительно напряженных.

Простые анкера вступают в работу по мере нарастания пластических деформаций или подвижек скального блока. Поэтому их используют в тех случаях, когда такие деформации не угрожают устойчивости массива. Этот вид анкерки прост в исполнении и получил широкое применение на наших стройках.

Крепление предварительно напряженными анкерами более трудоемко, но весьма эффективно, так как анкера не допускают передачи на скальный массив каких-либо растягивающих усилий. Их устанавливают как в виде отдельных стержней, концы которых закрепляются в скважине бетоном или специальным анкерным устройством, так и в виде пучков из стержней и тросов, укладываемых в штольнях (рис. 6.22).

Несмотря на сложность исполнения, крепление предварительно напряженными анкерами нередко применялось в котлованах многих крупных плотин. На плоти-





Рис. 6.22. Монтаж предварительно-напряженных анкеров в штольне при креплении левого борта в створе Чиркейской ГЭС

не Вайонт в Италии, например, для повышения устойчивости высоких бортов были использованы как пучки из проволок 5 мм с цементацией скважин, так и отдельные стержни длиной до 20 м с анкерным устройством на конце.

В процессе разработки котлована плотины Гранчарево в Югославии для стабилизации неустойчивого левобережного склона было пробурено 90 скважин 131 мм и в них заведены тросы 76 мм, длиной от 40 до 60 м. Внутренний конец троса в скважине зацементировали цементным раствором, а наружный, после натяжения с усилием в 2000 кН, закрепили на откосе в системе из железобетонных балок.

Способ закрепления недостаточно устойчивых скальных массивов выбирается с учетом скорости нарастания их деформаций, необходимости замедлить или полностью приостановить подвижки массива до окончательного его закрепления, а также с учетом использования первоочередных мероприятий в схеме постоянного крепления.

Для сохранения возможности продолжения разработки котлована при возникшей опасности обрушения таких массивов работы по закреплению их нередко разделяются на несколько очередей. Первая очередь обычно назначается в объеме, обеспечивающем стабилизацию положения массива и безопасность работающих в котловане людей и механизмов, и выполняется в аварийном порядке. На производство буровзрывных работ в этот период, как правило, вводятся дополнительные ограничения. Крепление второй очереди предусматривает возобновление разработки котлована нормальными методами и темпами (если это возможно). Третья очередь работ может включать дополнительное крепление на период эксплуатации гидроузла.

Для сохранения возможности продолжения разработки котлована при возникшей опасности обрушения таких массивов работы по закреплению их нередко разделяются на несколько очередей. Первая очередь обычно назначается в объеме, обеспечивающем стабилизацию положения массива и безопасность работающих в котловане людей и механизмов, и выполняется в аварийном порядке. На производство буровзрывных работ в этот период, как правило, вводятся дополнительные ограничения. Крепление второй очереди предусматривает возобновление разработки котлована нормальными методами и темпами (если это возможно). Третья очередь работ может включать дополнительное крепление на период эксплуатации гидроузла.

Одним из наиболее характерных примеров разработки котлована высокой плотины при недостаточной устойчивости береговых склонов с применением на разных этапах различных технологических схем всех видов ограничений производства работ и мероприятий по укреплению неустойчивых скальных блоков представляет строительство Чиркейской ГЭС на р. Сулак.

Котлован ее основных сооружений имел сложное в плане очертание (см. рис. 6.14 и 6.21). Оно определилось конструкцией арочной плотины с пробкой и примыкавшим к ней зданием ГЭС со двоянным расположением агрегатов. Длина

котлована вдоль русла не превышала 150, а ширина 50 м под пробку плотины и 38 м под здание ГЭС. Глубина врезок в борта ущелья под пяты плотины достигала 50 м на правом берегу и 70 м на левом. Уклон откосов котлована изменялся от 7:1 до 2:1. Объем выемки составлял 1,9 млн. м<sup>3</sup>, из которых 1,3 млн. м<sup>3</sup> – в береговых примыканиях арочной плотины (рис. 6.23).

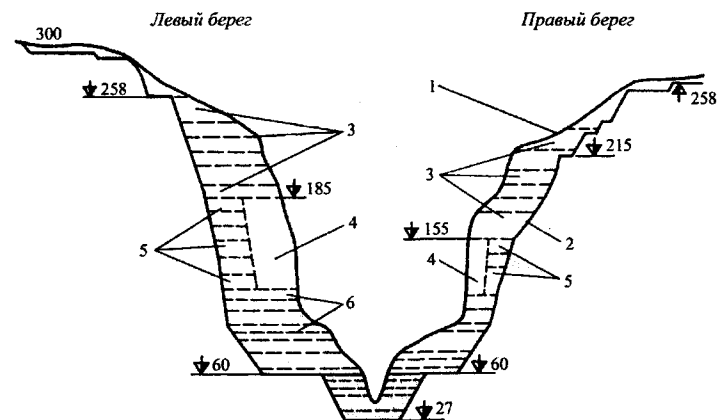


Рис. 6.23. Схема разработки котлована арочной плотины Чиркейской ГЭС:

1 – естественная поверхность каньона, 2 – контур выемки котлована, 3 – зона разработки на транспорт с устройством автодорог, 4 – зона обрушения скалы массовыми взрывами, 5 – зона ярусной разработки со сбросом породы экскаваторами в котлован, 6 – зона по ярусной разработки экскаваторами на транспорт их котлована

Организация работ в котловане определилась тремя факторами: транспортной схемой котлована, требованиями максимального сокращения продолжительности строительства гидроузла и недопустимостью обрушения скалы в реку до перекрытия русла. Под влиянием этих требований было признано целесообразным совместить разработку береговых примыканий плотины с проходкой строительного тоннеля.

После оценки топографии створа оказалось возможным выполнить дополнительные подъезды со стороны верхнего бьефа на несколько промежуточных отметок береговых примыканий, позволявшие производить скальные работы практически до перекрытия русла. В итоге выемка береговых примыканий плотины до отм. 180 на левом и 155 м на правом берегах были выполнены по схеме с уступами высотой 10-12 м с погрузкой разрыхленной взрывами породы экскаваторами на автотранспорт (рис. 6.24).

Ко времени достижения этих отметок был пройден строительный тоннель и перекрыто русло реки. Дальнейшая разработка примыканий производилась по схеме 2 – уступами со сбросом породы экскаваторами в котлован (рис. 6.25). Для уменьшения перевалки скалы на уступе на обоих врезках были произведены обрушения массовыми взрывами массивов объемом до 100 тыс. м<sup>3</sup> (см. рис. 6.23). Выемка береговых примыканий и руслового котлована ниже отметок 110-115 выполнялась экскаваторами ЭКГ-4,6 с организацией автомобильных подъездов в каждый забой.

В результате учета особенностей створа и применения оптимальных технологических схем на каждом ярусе работ котлован в чрезвычайно сложных геологичес-

ких и сейсмических условиях с постоянными ограничениями из-за недостаточной устойчивости потенциально неустойчивых массивов и левого борта был выполнен за 44 рабочих месяца. Средняя интенсивность разработки составила: объемная – 47 тыс. м<sup>3</sup> в месяц и высотная – 6,1 м/мес.



Рис. 6.24. Разработка береговых примыканий арочной плотины Чиркейской ГЭС экскаваторами на транспорт с устройством автоподъездов к каждому ярусу

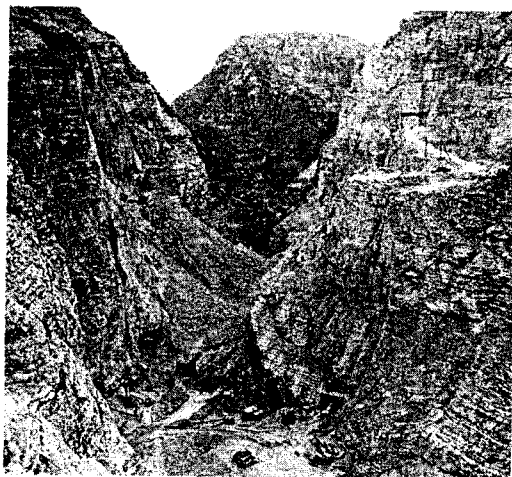


Рис. 6.25. Разработка береговых примыканий арочной плотины Чиркейской ГЭС с поярусной выемкой их экскаваторами со сбросом в котлован

Наличие в районе створа крупных потенциально-неустойчивых массивов заставило с самого начала разработки котлована ввести ограничения на производство взрывных работ с целью снижения их сейсмического эффекта. На первом этапе было запрещено использование камерных и колонковых зарядов и ограничена максимальная масса последних при мгновенном взрыве до 500-800 кг и при короткозамед-

ленном – не более 3-4 тонн. Строгое соблюдение этих требований позволило разработать береговые врезки без каких-либо неприятностей на глубину до 150 м на левом и до 200 м на правом берегах.

По мере углубления котлована геологическая обстановка на его бортах ухудшалась. В июле 1968 г. на левом берегу при работе на отм. 142-165 м произошел первый вывал скалы объемом около 5 тыс. м<sup>3</sup>. В котлован обрушился скальный блок, находившийся между сколом «Б» и крутопадающей в верхний бьеф тектонической трещиной. Скальный массив над зданием ГЭС объемом более 50 тыс. м<sup>3</sup> оказался без опоры (рис. 6.26). Между ним и материковой скалой начала формироваться отсекающая трещина бортовой разгрузки. До выявления степени устойчивости зависшего массива работы в котловане были приостановлены. Из анализа геологического строения склона было установлено, что в случае удаления образовавшегося потенциально неустойчивого массива может возникнуть следующая трещина бортовой разгрузки и новый отсеченный массив. Было принято решение: зависший блок закрепить, а на взрывные работы ввести дополнительные ограничения.

Этими ограничениями предусматривалось:

полное прекращение буровзрывных и гидромониторных работ на левобережном склоне над гидроэлектростанцией до выполнения первоочередных мероприятий по креплению подсечного массива;

ужесточение требований к буровзрывным работам при разработке левой врезки плотины, в том числе ограничение массы зарядов в зависимости от расстояния до охраняемого блока;

возобновление буровзрывных работ на правом берегу с ранее утвержденными параметрами взрывов после организации наблюдений за зависшим массивом;

организация систематических наблюдений за поведением отсекающих массив трещин: визуальных – по маякам и инструментальных – с помощью специальной аппаратуры, установленной в штольнях.

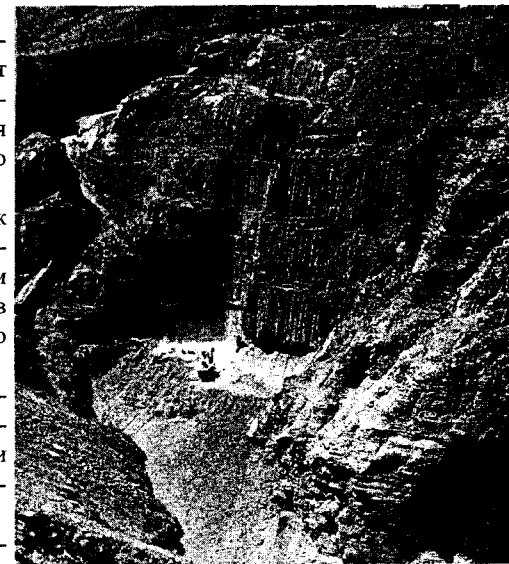


Рис. 6.26. Потенциально-неустойчивый блок на левом борту котлована гидроэлектростанции после вывала опоры в его основании

Крепление нависшего скального массива осуществлялось в две очереди. В первую очередь на месте вывала скалы в отметках 142-165 м бетонировалась подпорная стенка – плomba. Она должна была стать новой опорой нависшего блока, предотвратить дальнейшее формирование трещины и дать возможность возобновить скальные работы в котловане гидроэлектростанции. Вторая очередь предусматривала проходку выше бетонной пломбы трех горизонтов штолен с установкой в них

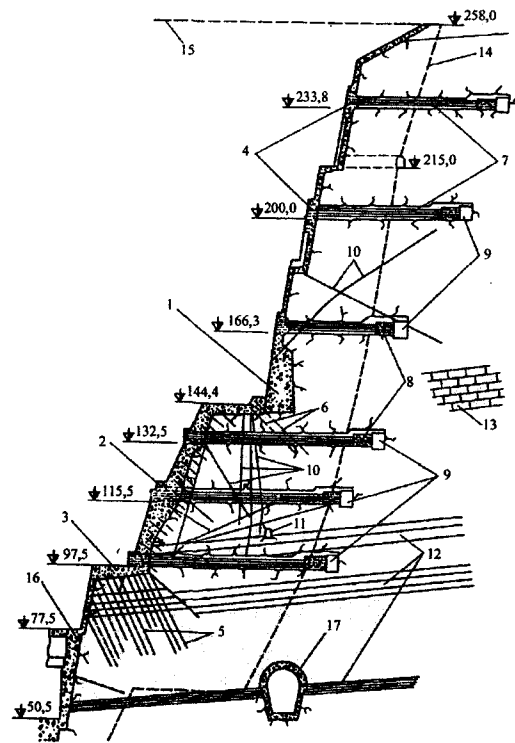


Рис. 6.27. Схема крепления левого борта котлована Чиркейской ГЭС:

1 – бетонная подпорная стенка-плomba, 2 – бетонная стенка-облицовка, 3 – железобетонная плита, 4 и 8 – железобетонные анкерные балки, 5 – стальные предварительнонапряженные анкеры, 6 – простые стальные анкеры, 7 – пучки стальных предварительнонапряженных анкеров в штольнях, 8 – бетонные пробки в анкерных штольнях; 9 – соединительные штольни, 10 – трещины в скале, 11 – дренажная галерея, 12 – зоны глинистых прослоев, 13 – напластования известняков, 14 – контур котлована, 15 – гребень плотины, 16 – машинный зал, 17 – строительный тоннель

Несмотря на эти явления, скальные работы в котловане плотины решено было продолжать с прежними ограничениями. Выемка же котлована ГЭС была прекращена до выполнения нового комплекса мероприятий по укреплению склона, предусматривавших две очереди работ. Первая очередь новых мероприятий включала:

защиту глинистых прослоев от обводнения производственными и атмосферными водами путем бетонирования плит на отметках 142 и 258 м и устройства дренажей по трещинам и сколам;

отказ от всех невыполненных скальных выемок по обоим бортам ущелья ниже здания ГЭС;

пучков предварительно напряженных анкеров с целью подтянуть отсеченный блок к основному склону и этим обеспечить его устойчивость в период эксплуатации гидроузла (рис. 6.27).

Последующая разработка котлована подтвердила правильность принятых решений. С удалением скального забоя от охраняемого массива оказалось возможным несколько смягчить ограничения буровзрывных работ, что и было сделано в начале 1969 г.

После отработки левобережной части котлована плотины до отметки 95 м и вскрытия сильно раздробленного трещинами скального массива в отметках 142–100 м на сопряжении врезки под плотину с котлованом ГЭС произошло новое самопроизвольное обрушение скалы в объеме около 20 тыс. м<sup>3</sup>. Одновременно начались подвижки большого участка левого борта над ГЭС в сторону реки по глинистым прослоям. Возникла опасность нарушения устойчивости всего левого склона, отделенного от материковой скалы сколом «А» (см. рис. 6.2).

установку с отметки 95 м по всей площади неустойчивого массива предварительно напряженных анкеров длиной 18 и 30 м по сетке 2x2 м с пересечением ими всех глинистых прослоев. Анкеры представляли собой пучки из трех стержней диаметром 40 мм, сваренных прерывистым швом. Они устанавливались в скважину  $\varnothing 105$  мм с расклинкой нижних концов и натягивались гидравлическими домкратами с усилием 8 кН. После натяжения анкера скважина заполнялась раствором, а оголовок анкера связывался с арматурой железобетонной плиты, укладываемой на отметке 95 м.

Вторая очередь этих укрепительных работ предусматривала устройство железобетонной облицовки с отметки 95 до отметки 142 м и устройство ниже бетонной пломбы трех новых горизонтов анкерных штолен. В каждой из них закладывались по 32–60 предварительно напряженных горизонтальных анкера  $\varnothing 56$  мм из стали 40Х стержнями длиной от 40 до 60 м. Эти анкеры связывали железобетонные балки в глубине здорового скального массива с железобетонной облицовкой откоса. Усилие натяжения в стержне составляло от 300 до 700 кН, а удлинение 500–800 мм (рис. 6.28).

Разработка котлована в отметках 95–34 м производилась одновременно с выполнением первоочередных мероприятий по креплению левого борта: устройством дренажа глинистых прослоев и защитой их от обводнения, бетонированием пломбы под нависшим блоком, установкой предварительно напряженных анкеров на отметках 95 и 142 м и бетонированием плит на этих отметках. Работы сопровождались систематическими визуальными и сейсмометрическими наблюдениями за охраняемыми массивами.



Рис. 6.28. Котлован арочной плотины и приплотинной гидроэлектростанции со двоянными агрегатами Чиркейской ГЭС на р. Сулак

По мере выполнения укрепительных работ положение левого борта стабилизировалось, а зона производства скальных работ расширялась, захватывая котлован ГЭС. К маю 1970 г. котлован плотины и ГЭС был вынут на глубину более 250 м. Остаток скальных работ не превышал 12 м по глубине и 110 тыс. м<sup>3</sup> по объему.

14 мая 1970 г. в Дагестане произошло самое крупное за 140 лет на Кавказе землетрясение силой до 8,5 баллов. Эпицентр его находился в районе Чиркейского ущелья. В непосредственной близости от гидроузла землетрясение вызвало деформации и оползни скальных массивов объемом до 10 млн. м<sup>3</sup>. Однако каких-либо принципиальных изменений в устойчивости склонов ущелья в створе ГЭС не повлекло, хотя из установленных на трещинах 44 маяков остались неповрежденными только 16. На бортах котлована и подходах к нему произошли обвалы и вывалы скалы, образовались многочисленные заколы, раскрылись трещины; бермы, полки и площадки откосов оказались покрытыми осыпями и крупными камнями; различные нарушения (ывалы, образование и раскрытие трещин, подвижки по прослоям, разрушение временной крепи и бетонной обделки) имели место в подземных выработках. Выполненная вокруг штолен укрепительная цементация и глубокая цементационная завеса частично нарушены.

Из-за камнепада при повторных толчках разработка котлована была приостановлена более чем на 4 месяца и возобновилась только в сентябре 1970 г. Для этого потребовалось провести внеочередную оборку склонов ущелья на всем протяжении района основных работ, восстановить на откосах защитные полки и балконы, забетонировать (ликвидировать) левобережный транспортный туннель и подходные выработки к нему, в аварийном порядке уложить бетон в нижнюю часть левобережной пробки плотины до отметки 75 м и подпорную стенку в отметках 75-97 м, установить дополнительные анкера на отметках 95, 142 м и в основании пломбы.

Завершающая стадия скальных работ в котловане после выполнения названных мероприятий прошла без дополнительных трудностей. Одновременно выполнялись вторая очередь работ по креплению склона над ГЭС с установкой горизонтальных предварительно напряженных анкеров и бетонированием стенок-облицовок по все-му откосу.

## 6.6. Продолжительность и темпы разработки котлованов

При сооружении плотин в широких створах (Братская, Бухтарминская ГЭС) разработка руслового котлована и береговых примыканий производится одновременно, а объемы скальных работ по береговым примыканиям по сравнению с выемками по русловому котловану невелики. Поэтому открытие фронта бетонных работ определяется практически исключительно готовностью руслового котлована, а продолжительность разработки его – глубиной и объемом выемки, производительностью применяемых механизмов и четкостью организации работ. В этих условиях сложность выемки береговых примыканий часто недооценивается, а низкие темпы разработки их неблагоприятно отражаются на общей продолжительности разработки котлована. Несмотря на применение наиболее производительных тех-

нологических схем (схемы 2 и 3), эти работы затягиваются на многие годы. По данным практики среднемесячная интенсивность выемки русловых котлованов отечественных ГЭС в широких створах составляла 3-6% объема скальных работ и 0,4-0,6 м по глубине, а те же показатели с учетом разработки береговых примыканий – соответственно 2-4% по объему и 1,5-6,0 м по глубине выемки.

На Братской ГЭС, например, выемка примыкания объемом 463 тыс. м<sup>3</sup> производилась независимо от русловых котлованов и продолжалась 45 мес, а на Красноярской ГЭС при объеме менее 200 тыс. м<sup>3</sup> около 5 лет. На Саяно-Шушенской ГЭС подготовка правобережного примыкания с объемом выемки 430 тыс. м<sup>3</sup> заняла более 8 лет (против двух лет по проекту) и по признанию строителей оказалась самой трудной работой.

В котлованах гидроузлов, сооружаемых в тесных каньонах, для открытия фронта бетонных работ требуется полное завершение скальной выемки. Причем нередко большая часть ее располагается в береговых примыканиях выше уровня реки. Разработка их может производиться лишь строго ограниченным числом механизмов и связана с опасностью завала русла и создания подпора в нижнем бьефе будущей ГЭС. Поэтому на большинстве таких сооружений работы в створе гидроузла выполняют последовательно. Сначала проходят строительный туннель и перекрывают русло реки. Затем разрабатывают береговые примыкания с обрушением скалы в осушенный котлован. В завершение расчищают русловую часть котлована. Применение этой наиболее простой и эффективной технологии производства земельно-скальных работ позволяет достигать высоких среднемесячных темпов выемки – до 14% по объему и 20 м по глубине.

При относительно небольших строительных туннелях и объемах выемки в котловане последовательное выполнение работ мало отражается на общих сроках строительства. При длинных же туннелях и больших объемах скальных работ строительство гидроузла затягивается на многие годы или вынуждает совмещать разработку береговых примыканий с проходкой строительного туннеля. Причем, как свидетельствует практика, любая из технологических схем работы на примыканиях в случае правильного учета природных условий стройплощадки дает возможность достигать высоких темпов разработки котлована.

При строительстве гидроузлов с высокими плотинами в узких ущельях нередко на разных этапах разработки котлована применяют разные схемы производства работ. Такие комбинированные решения являются, как правило, следствием всестороннего учета топографических и геологических особенностей створа, компоновки сооружений и стремления к максимальному

сокращению продолжительности строительства. Чаще всего верхнюю часть береговых примыканий разрабатывают непосредственно на транспорт с устройством подъездов к каждому забою, а нижнюю – со сбросом разрыхленной породы в осушенный котлован. Такая схема применялась, например, на Чиркейской и Ингурской ГЭС.

Анализ опубликованных показателей разработки котлованов отечественных и зарубежных гидреузлов и плотин дает возможность определить ориентировочные объемные и высотные интенсивности выполнения скальных работ в узких створах, которые могут быть использованы для предварительных расчетов (табл. 6.3)

Таблица 6.3

Объем выемки, тыс. м <sup>3</sup>	Среднемесячная интенсивность разработки котлована	
	% общего объема работ	по глубине, м
до 700	6-10	до 15
700-2000	3-6	6-11
более 2000	2-3	5-8



**Бочкин Андрей Ефимович (1906-1979)** – крупный организатор гидротехнического строительства в стране. Руководил сооружением Невиномысского канала и Свистухинской ГЭС. Начальник строительства Южно-Украинского и Северо-Крымского каналов, Иркутской и Красноярской ГЭС. Под его руководством разработаны и внедрены зимняя укладка гравелисто-галечниковых грунтов в плотину и безэстакадный способ возведения высокой бетонной плотины самоподъемными кранами.

**Инюшин Михаил Васильевич (1906-1965)** – крупный инженер и организатор гидротехнического строительства. Участвовал в сооружении Нижне-Свирской ГЭС. Начальник строительства Усть-Каменогорской и Бухтарминской ГЭС, канала Иртыш-Караганда. С его именем связано внедрение в гидростроительство первой мерзлотной завесы для ограждения котлованов гидросооружений, разработка метода цементации песчано-гравийных отложений в русле, бетонирование плотин в подвижных бетоноукладочных шатрах с искусственным климатом и применение при строительстве шлюза напряженно-армированного бетона.



**Наймушин Иван Иванович (1905-1973)** – крупный инженер и организатор гидроэнергостроительства. Руководил строительством электростанции в Марийской ССР и Брянского энергокомбината. Начальник строительства Нивской ГЭС-3, Камскоой, Братской и Усть-Илимской гидроэлектростанций и сопутствующих им промышленных комплексов.

## Глава 7. ОРГАНИЗАЦИЯ БЕТОННЫХ РАБОТ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ГИДРОУЗЛОВ

### 7.1. Проблемы бетонирования массивных сооружений

Бетонирование массивных гидротехнических сооружений требует решения трех неразрывно связанных между собой проблем. Во-первых, укладки бетона максимально высокими темпами с наименьшими трудозатратами и стоимостью. Во-вторых, обеспечения массивности и водонепроницаемости сооружения, предохранения его от температурного трещинообразования. В-третьих, защиты бетона от замораживания в раннем возрасте при укладке в зимний период. Последняя проблема в зарубежном гидростроительстве, как правило, отсутствует в связи с повсеместно принятым из-за сложности экономичного решения ее производством бетонных работ только в теплый период года.

#### 7.1.1. Технология укладки бетона при возведении гидротехнических сооружений

Укладка бетона в гидротехнические сооружения производится блоками ограниченных размеров. Технологический процесс бетонирования их включает операции: установку опалубки, подготовку блока, подачу бетонной смеси, распределение ее по блоку и уплотнение, уход за уложенным бетоном и распалубку. При бетонировании массивных плотин к ним могут добавляться операции по монтажу систем охлаждения бетона и цементации строительных швов, а при укладке бетона при отрицательных температурах – дополнительно работы по защите бетона от преждевременного замораживания.

**Опалубочные работы.** В гидростроительстве применяют два вида опалубки – временную и несъемную. Так как объемы опалубочных работ при бетонировании гидротехнических сооружений исчисляются десятками тысяч квадратных метров, стоимость их составляет до 25% стоимости бетонных работ, а трудоемкость 35-45% трудозатрат на них, то удачно выбранная опалубка существенно способствует повышению темпов, снижению трудоемкости и стоимости возведения сооружения, неудачно же – наоборот резко ухудшает все показатели [0.17; 53.1]

Конструкция опалубки разнообразна и определяется требованиями к бетонной поверхности, способом бетонирования, климатическими и производственными условиями строительства. Основными видами опалубки в гидростроительстве являются: инвентарные крупно- и мелкощитовая; несъемные железобетонные армопанели, плиты и балки; бетонные блоки, опалубка из металлической сетки и деревянная стационарная.

*Мелкощитовая опалубка* применяется в виде деревянных щитов 2,0x1,0 м, допускающих установку их вручную. Она пригодна для бетонирования сооружений практически любой конфигурации, проста по конструкции, нетребовательна к подготовке производства, легко приспособляема для работы в зимних условиях. Эти качества обеспечили ей широкое распространение на гидротехнических стройках страны. Недостатки ее заключаются в трудоемкости, трудности механизации работ и малой оборачиваемости (рис. 7.1).

*Крупнощитовая опалубка* применяется в виде деревянных, деревометаллических или металлических щитов самых разных размеров. Она проста по конструкции и обеспечивает высокую степень механизации работ. Как и мелкощитовая опалубка она легко приспособляема к работе зимой и не требует заблаговременной подготовки производства. Недостатки ее – малая оборачиваемость и высокая стоимость, сложность крепления, стеснение крепежными тяжами внутри блочного пространства, необходимость отвлечения бетоноукладочных кранов для установки щитов и распалубки (рис. 7.2).

*Консольная опалубка* – является разновидностью крупнощитовой и представляет собой деревянные или деревометаллические щиты шириной до 5 м и высотой на блок со специальной системой крепления. Она малотрудоемка, имеет большую оборачиваемость и низкую стоимость опалубочной поверхности. Отсутствие в блоке растяжек для ее крепления обеспечивает полную свободу работы внутриблочным механизмам. Применение ее, однако, требует высокой культуры производства работ, специальных кранов или приспособлений для перестановки по ярусам. В зимний период конструкция ее значительно усложняется, а стоимость резко возрастает из-за оставления палубы на поверхности бетона.

Этот вид опалубки, однако, вследствие низкой трудоемкости и других положительных качеств получил наибольшее распространение в плотиностроении (см. рис. 7.1).

*Консольная двухъярусная опалубка* по конструкции и производственным показателям аналогична консольной. Она проще в креплении, но тре-

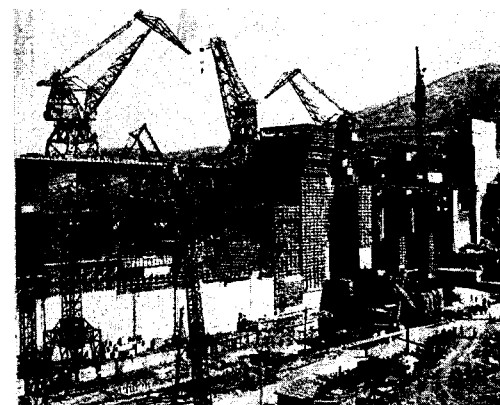


Рис. 7.1. Мелкощитовая и консольная деревянная опалубка на Бухтарминской ГЭС

бует вдвое большего количества щитов для работы. За счет увеличения числа щитов этот вид опалубки может без существенного изменения конструкции применяться в любое время года (см. рис. 7.2).

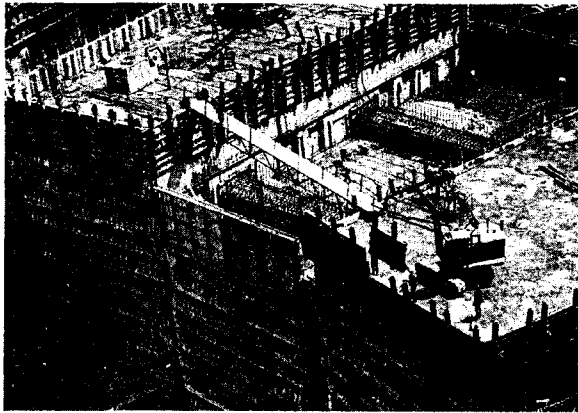


Рис. 7.2. Двухконсольная и крупнощитовая опалубка и трубчатые змеевики для охлаждения бетона на Чиркейской ГЭС

Массивные бетонные блоки являются одним из наиболее простых, индустриальных и удобных в работе видов опалубки. Они пригодны для блоков практически любой высоты, но только в массивных неармированных плотинах. При этом довольно дороги и требуют много кранового времени для установки (рис. 7.3 и 7.4).



Рис. 7.3. Бетонирование плотины Братской ГЭС столбчатыми блоками в опалубке из массивных бетонных блоков

Железобетонная опалубка применяется в виде армопанелей с рабочей арматурой в армированных сооружениях и железобетонных плит в массивных слабо армированных плотинах. Она обеспечивает высокую индустриализацию и культуру работ при удовлетворительных трудозатратах, но имеет более высокую стоимость, требует отвлечения для ее монтажа бетоноукладочных кранов и устройства креплений, стесняющих работу внутри блока. В сильно армированных сооружениях и зданиях гидроэлектростанций гидроуз-

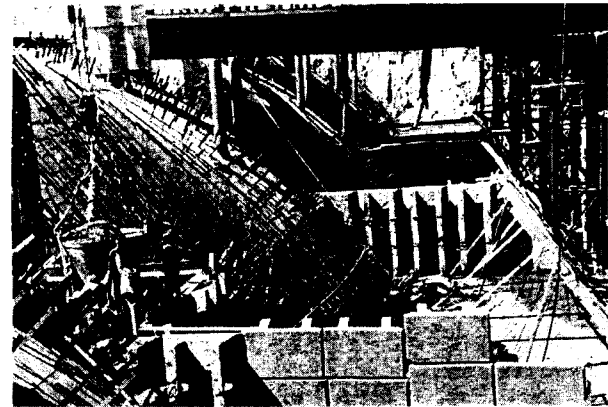


Рис. 7.4. Бетонирование водоприемника плотины Бухтарминской ГЭС в опалубке из бетонных блоков кременчугского типа

лов на нескальных основаниях такая опалубка является наилучшим решением проблемы опалубочных работ (рис. 7.5).

Стремление освободить бетоноукладочные краны от вспомогательных работ и увеличить оборачиваемость опалубки способствовали разработке на ряде строек более сложных конструкций ее: консольно-самоподъемной (плотина Дворжак в США, Токтогульская ГЭС) и самоподъемной механиз-



Рис. 7.5. Опалубка из армопанелей на шлюзе Бухтарминской ГЭС

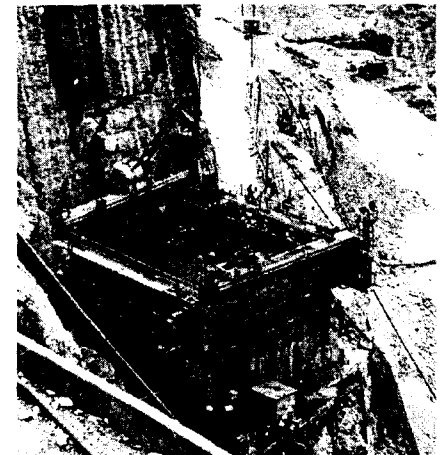


Рис. 7.6. Механизированная самоподъемная опалубка на опытном блоке на Чиркейской ГЭС



рованной (Чиркейская ГЭС). Обладая всеми положительными качествами консольной опалубки, эти конструкции позволяют существенно сократить отвлечение кранов от укладки бетона (что особенно важно при бетонировании кабель-кранами), обеспечивают снижение общей трудоемкости и стоимости опалубочных работ. Стационарное же размещение оборудования и блочных коммуникаций на каркасе механизированной опалубки и оснащение ее собственными кранами (рис. 7.6) резко увеличивают возможности всесторонней механизации процесса бетонирования [90.4,103.7].

Вид опалубки должен выбираться, как правило, при разработке проекта сооружения. За критерии при выборе ее принимают стоимость работ, трудоемкость установки и распалубки, требуемое качество бетонной поверхности, степень свободы блока от креплений, степень отвлечения бетоноукладочных кранов на монтаж и распалубку, возможность применения в зимний период. Кроме того, конструкция опалубки должна соответствовать принятой разрезке на блоки бетонирования, характеру сооружения и его армированию, способу укладки бетона. Практикой гидростроительства вполне объективно определены сферы использования разных видов опалубки. Эти рекомендации приведены в табл. 7.1.

Таблица 7.1

Тип опалубки	Характеристика опалубки	Рекомендуемая область применения
Консольная	Деревометаллическая со сменной деревянной палубой	Внешние поверхности массивных плотин и гидросооружений
Крупнощитовая	Деревянная или деревометаллическая	Внешние поверхности массивных плотин и гидросооружений, межблочные поверхности массивных плотин
Мелкощитовая	Деревянные щиты 2,0x1,0 м	Межблочные швы плотин и доборная опалубка межсекционных швов; небольшие по объему сооружения
Стационарная	Деревянная из досок и бруса	Доборная опалубка межсекционных швов плотин; опалубка поверхностей сложной формы зданий ГЭС и гидросооружений
Из металлической сетки	Сетка с каркасом из арматуры	Межблочные нецементируемые швы массивных плотин и сооружений
Армопанели и скорлупы	Железобетонные плиты с рабочей арматурой	Все виды поверхностей армированных гидросооружений
Самоподъемная механизированная	С металлическим несущим периметром, оснащенным кранами и деревянной палубой	Арочные плотины толщиной до 30 м

На тех гидроузлах, где выбору опалубки не было своевременно уделено надлежащего внимания, укладка бетона, как правило, лимитировалась не производительностью бетоноукладочного комплекса, а готовностью блоков под бетон. На Бухтарминской ГЭС, например, ориентация стройки на неин-

дустриальную мелкощитовую опалубку повлекла систематические задержки подготовки блоков и породила проблему опалубочных работ. При решении ее были опробованы деревянная крупнощитовая опалубка, консольная и косоугольная опалубка, бетонные блоки. Каждый из этих видов опалубки в какой-то мере способствовал повышению темпов бетонных работ, но полностью проблему не решал.

**Подготовка блока.** В гидростроительстве различают два вида блоков, резко отличных по трудоемкости и продолжительности подготовки под бетон: на скальном и бетонном основании.

При подготовке блоков на скальном основании с последнего удаляют рыхлую и непрочно связанную с массивом скалу, отводят профильтрованную воду, производят очистку поверхности от грязи и мусора, промывают и продувают ее сжатым воздухом. Практически все эти операции выполняются вручную: очистка основания от рыхлой скалы, грязи и мусора – посредством погрузки в ковши с уборкой их кранами; удаление фильтрующей воды – откачкой малыми насосами и вычерпыванием ковшами, промывка и продувка сжатым воздухом – шлангами от компрессоров. В результате процесс подготовки блока чрезвычайно трудоемок, требует большого числа рабочих и трудно поддается прогнозированию по времени.

Особенно это касается выполнения работ по очистке основания от непрочно связанной с массивом скалы. На Братской ГЭС, например, средняя выработка при подготовке скальных оснований на рабочего составляла от 9-12 до 19-20 м<sup>2</sup> в месяц. В результате подготовка скального основания под бетон продолжалась на Братской ГЭС при площади скальных блоков 62,1 тыс. м<sup>2</sup> – 3,5 года, а на Красноярской при площади 56,7 м<sup>2</sup> – 2 года [6].

Сокращения продолжительности работ по подготовке скальных блоков на некоторых из зарубежных ГЭС достигали предварительной очисткой скальной поверхности гидромониторами.

Подготовка блока на бетонном основании, как правило, предусматривает: удаление с бетонной поверхности цементной пленки, препятствующей прочному сцеплению старого и нового бетона (при некоторых способах бетонирования от выполнения этой весьма трудоемкой операции в последнее время отказываются);

удаление с поверхности блока нарушенного бетона и строительного мусора; вырубку из бетона наплывов и остатков деревянной опалубки, расчистку раковин;

очистку и промывку водой поверхности блока от грязи, пыли и масляных пятен;

продувку бетонной поверхности сжатым воздухом.

Удаление цементной пленки в нашей стране в середине прошлого века производили преимущественно насечкой пневмоинструментом или вручную, а за рубежом – пескоструйными аппаратами. Трудоемкость подготовки



блоков на бетонном основании при этом в отечественном гидростроительстве составляла от 15,2% (на Чиркейской ГЭС) до 30-32% (на Усть-Илимской, Бухтарминской и Братской) объема внутриблочных трудозатрат [25; 72].

В современном гидростроительстве эту операцию производят одним из перечисленных ниже способов:

при возрасте бетона 6-12 ч – водяной или водовоздушной струей под давлением 0,4-0,5 МПа;

при возрасте бетона 8-20 ч – механическими или ручными щетками;

при возрасте бетона более 3 суток – гидropескоструйными аппаратами.

**Подача, разравнивание и уплотнение бетонной смеси в блоке.** Эти операции представляют единый неразрывный комплекс операций технологического процесса укладки бетона. Ведущей среди них является подача бетонной смеси в блок. Производительность людей и механизмов в нем полностью подчинены темпам подачи бетона к месту укладки.

Бетонную смесь в блоки бетонирования в современном плотиностроении подают:

различного рода кранами бадьями емкостью 1,5-9,0 м<sup>3</sup>;

автосамосвалами, бетононасосами и виброхоботами с бетоноукладочных эстакад;

бремсбергами или ленточными конвейерами совместно с автосамосвалами или автобетоновозами – при послойной укладке низкими блоками.

Способ подачи бетонной смеси в блок зависит от природных условий свора (топографии, геологии, климата), размеров и конструкции сооружения и технологии укладки бетона в блоке.

Для распределения и уплотнения бетонной смеси в блоке в гидростроительстве (и особенно в плотиностроении) применяют три схемы: послойную, ступенчатую и однослойную.

**Послойная схема** предусматривает укладку бетонной смеси последовательными слоями небольшой толщины (0,2-0,5 м) по всей площади блока. Малая толщина уплотняемого слоя позволяет использовать глубинные вибраторы всех видов, а последовательная укладка слоев по высоте блока – начинать подготовку вышележащего яруса только после полного завершения работ на бетонируемом блоке.

Такая схема широко применяется в блоках относительно небольшой площади и значительной высоты. Она, как правило, не требует специального разравнивания бетонной смеси, допускает большие колебания в подаче ее и проста по организации. Уплотнение бетона при ней может производиться как ручными вибраторами, так и пакетами их. Минимальная интенсивность подачи бетонной смеси в блок  $V$ , м<sup>3</sup>/ч, определяется из выражения:

$$V = L B h k / T, \quad (7.1)$$

где  $L$  – длина блока, м;  $B$  – ширина блока, м;  $h$  – толщина укладываемого слоя, м;  $T$  – время перекрытия укладываемого слоя бетона последующим, ч;

$k$  – коэффициент неравномерности подачи бетонной смеси, принимаемый равным 1,2 – 1,5.

**Ступенчатая схема.** Бетонная смесь по этой схеме укладывается ступенями шириной не менее 3-4 м (в зависимости от вместимости бадьи) сразу на полную высоту блока. Число ступеней, как правило, принимают не более трех. Разравнивание и уплотнение бетона при этой схеме производят обычно пакетами вибраторов (рис. 7.7).

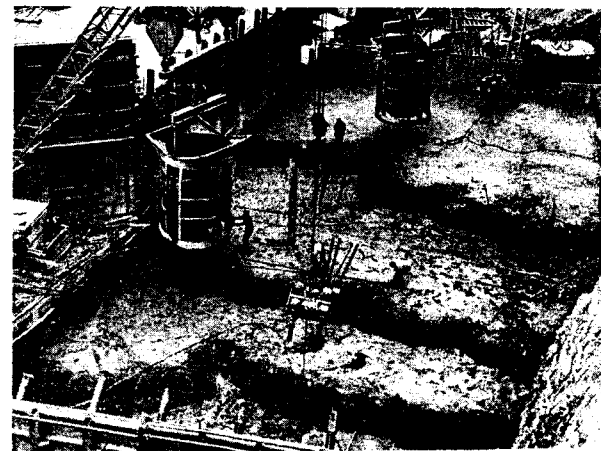


Рис. 7.7. Ступенчатая укладка бетонной смеси в блоке Чиркейской плотины

Эта схема укладки требует четкого распределения бетонной смеси, но позволяет бетонировать блоки неограниченной длины и площади при более низкой (в 2-2,5 раза) интенсивности подачи бетона по сравнению с послойной. При большой длине блока она допускает начало работ по подготовке следующего яруса, не ожидая полного окончания укладки бетона на рабочем ярусе. Минимальная интенсивность подачи бетонной смеси при ступенчатой схеме (м<sup>3</sup>/ч) определяется формулой:

$$V = B h b n k / T, \quad (7.2)$$

где  $b$  – ширина ступени, м;  $h$  – высота ступени, м;  $n$  – число ступеней по высоте блока.

**Однослойная схема** аналогична ступенчатой, но предусматривает укладку бетонной смеси на полную высоту блока без каких-либо ступеней. Толщина бетонируемой полосы не должна превышать длину рабочей части применяемых вибраторов (обычно она составляет 0,5-1,0 м). Разравнивание и уплотнение бетонной смеси при этой схеме выполняется, как правило, отдельно: разравнивание ведется бульдозерами, а уплотнение – пакетами вибраторов на электротракторах или манипуляторах (рис. 7.8).

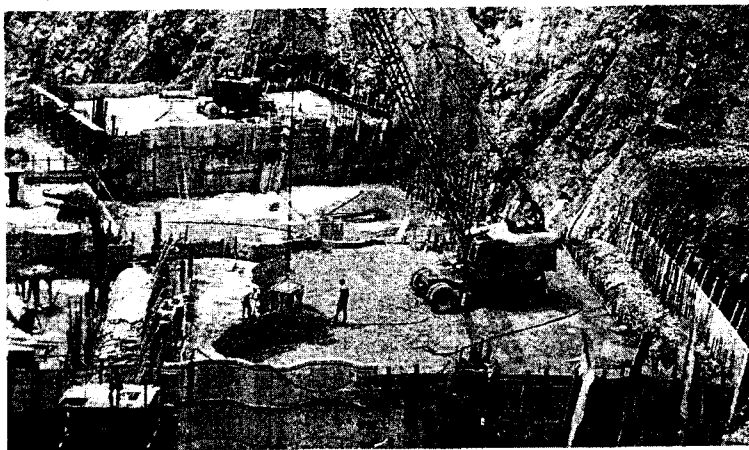


Рис. 7.8. Послойное бетонирование арочной плотины Ингурской ГЭС

Интенсивность подачи бетонной смеси при этой схеме может быть меньше предыдущих и определяется выражением:

$$V = B b H k / T, \quad (7.3)$$

где  $b$  – ширина бетонируемой полосы, м;  $H$  – высота блока, м.

Бесперебойность и качество укладки бетона зависят от правильного подбора внутриблочных механизмов и оборудования. Каждый из них должен отвечать ряду требований: соответствовать по производительности заданному темпу подачи бетонной смеси, иметь малые габариты и массу с целью возможности перестановки краном-бетоноукладчиком, быть простым в управлении и нетребовательным в эксплуатации, допускать замену в процессе работ и ремонт на стройплощадке, легко подключаться к блочным сетям без предъявления особых требований к ним. При несоответствии любого из этих условий механизм может выпасть из технологического процесса и нарушать ритм работ.

Важнейшим условием выбора средств уплотнения бетона при любой схеме укладки в блоке является увязка мощности вибраторов с подвижностью (осадкой конуса) бетонной смеси. При несоответствии этих параметров не могут быть достигнуто качественное уплотнение бетона и водонепроницаемость бетонной конструкции.

На Бухтарминской ГЭС, например, при применении на отдельном устое укладки бетона с осадкой конуса (ОК) 0-1 см по технологии итальянских плотин Кампо-Моро и Флумендоза – длинными блоками высотой 50-60 см с уплотнением вибраторами И-50 были получены резко отрицательные результаты по водонепроницаемости. Недостаточная мощность вибраторов И-50 не обеспечивала качественного

уплотнения жесткой бетонной смеси, которая растрескивалась уже во время укладки. Попытки избежать этого явления путем изменения технологии вибрирования при сохранении малой подвижности бетонной смеси успехом не увенчались. В результате потребовалась сплошная цементация всех забетонированных по такой технологии блоков устоя.

Внутриблочная механизация может работать высокопроизводительно и устойчиво только при определенных условиях. К таким условиям относятся: большая площадь блока и отсутствие в нем внутренних креплений опалубки, надежность блочных коммуникаций электроэнергии, воды, воздуха, пара и хороший доступ к ним; технологичность конструкции бетонируемого сооружения (отсутствие на горизонтальной поверхности штраб, минимум труб, колодцев, шахт и закладных частей); четкая организация обслуживания, содержания и ремонта техники.

Наиболее совершенной организацией внутриблочных работ следует признать такую, которая обеспечивает механизацию всех без исключения операций технологического процесса при минимальном отвлечении бетоноукладочных кранов.

### 7.1.2. Обеспечение массивности и трещиностойкости бетонных плотин

Наиболее сложной проблемой бетонирования массивных сооружений является борьба с температурным трещинообразованием в бетоне неармированных плотин. Причиной такого трещинообразования служат два фактора. Первый – значительное повышение (до 40-50°C) температуры бетонного массива под влиянием выделяемого цементом в процессе твердения экзотермического тепла и последующее охлаждение его до стабильной температуры (близкой к среднегодовой температуре местности) при возросшем модуле упругости бетона и ограничении его деформаций жестким основанием. Второй – большой перепад температур между ядром бетонного массива и его периферией.

Величина возникающих при этом температурных напряжений в массиве зависит от физико-механических и теплофизических характеристик бетона и основания: тепловыделения цемента, теплопроводности, температуропроводности, теплоемкости, ползучести и предельной растяжимости бетона, коэффициента линейного расширения и модулей упругости бетона и основания.

Трещиностойкости сооружения в процессе строительства достигают созданием в бетонном массиве заданного проектом температурного режима посредством целого комплекса конструктивных и технологических мероприятий.

К числу важнейших конструктивных решений относятся: разрезка сооружения постоянными деформационными и временными строительными швами, ограничение количества отверстий и полостей в сооружении, зонирование и конструктивное армирование бетона.

Технологические мероприятия включают: ограничение тепловыделения бетона, укладку в блок охлажденной бетонной смеси, регулирование температуры разогрева бетонного массива, защиту поверхности бетона от нагрева и переохлаждения, варьирование при укладке высотой блоков и интервалами перекрытия их.

Температурный режим бетонного массива определяется расчетом с учетом высотного расположения блоков над основанием (основанием могут служить скала или бетон). Действующие правила производства бетонных работ на гидротехнических сооружениях делят плотину по высоте на три зоны: контактную, переходную и свободную. Для каждой из них регламентируются допустимые температуры [54].

Контактная зона принимается высотой до 0,2 длины секции сооружения в плане. Разность между максимальными температурами разогрева и остывания бетона в ней ограничивают 16-18°C при укладке длинными блоками и 20-27°C при бетонировании столбчатыми блоками (блок считают столбчатым, если длина его превышает ширину не более чем в 2 раза), а разность температур между ядром и боковыми поверхностями массива допускается не более 16-18°C. Деформации бетонного массива в контактной зоне при остывании сооружения определяются защемляющим воздействием на него жесткого основания. При этом, чем жестче основание и выше его модуль упругости, тем больше защемляющее действие его на бетонный массив и ниже допустимая температура разогрева последнего. Идеальным является основание с одинаковым (или более низким) модулем упругости набравшего прочность бетона.

Свободная зона удалена от основания на высоту более 0,5 наибольшего размера блока в плане. Защемляющее действие жесткого основания в ней отсутствует. Поэтому максимальный разогрев бетонного массива ограничивается только разностью температур между ядром и боковыми поверхностями массива в пределах 20-25°C.

Переходная зона расположена по высоте в пределах 0,2-0,5 наибольшего размера блока в плане. В ней регламентируется плавный переход от допустимых температур в контактной зоне к допустимым температурам в свободной зоне.

Кроме названных выше ограничений во всех зонах разность температур между ядром и горизонтальной поверхностью не должна превышать 14°C при длинных блоках и 16°C при столбчатых, а разность высот смежных столбов в одной секции 6-9 м.

Так как величина защемляющего действия основания зависит от размеров бетонного массива, то важнейшим средством обеспечения монолитности и трещиностойкости гидротехнических сооружений является разрезка их постоянными и временными швами – трещинами. В плотинах она выполняет три функции. Во-первых, снижает уровень требований к температурному режиму сооружения. Во-вторых, определяет наиболее благоприятное располо-

жение искусственных трещин-швов и предупреждает появление случайных трещин. В-третьих, задает размеры, площади, а часто и порядок бетонирования блоков, т. е. предопределяет технологическую схему укладки бетона.

В гидротехническом строительстве применяют три основных вида разрезки плотин на блоки бетонирования: с перевязкой швов, столбчатую и секционную (рис. 7.9).

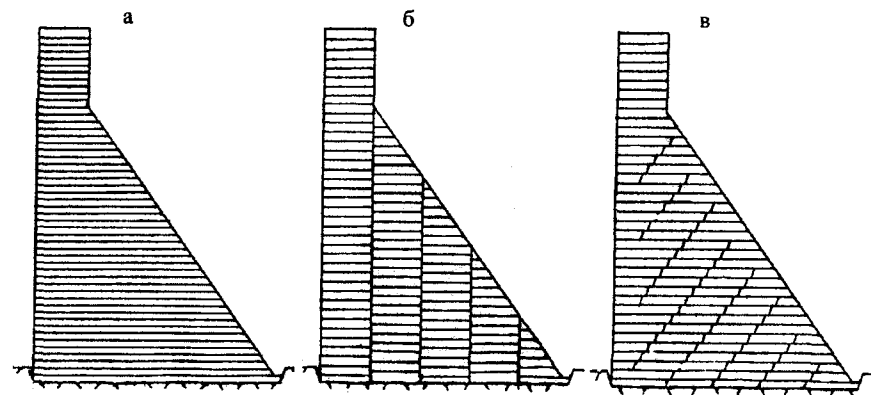


Рис. 7.9. Типы разрезки плотин на блоки бетонирования: а – секционная (длинными блоками), б – столбчатая, в – с перевязкой блоков, (модифицированная для высоких плотин)

**Разрезка с перевязкой швов** преследует цель обеспечить трещиностойкость бетонного массива без какого-либо регулирования температурного режима при бетонировании. Эта цель достигается ограничением размеров блоков и перевязкой их швов по определенной системе, которая обеспечивает как возможность температурно-усадочных деформаций, так и работу массива на срез по плоскости швов. Наиболее полно этим требованиям отвечает перевязка блоков на половину их высоты с образованием круто наклоненного к нижнему бьефу шва. Длина блока при этом определяется его температурно-напряженным состоянием при наименее выгодных условиях. Для построенных плотин она составляла 12-15 м. Полученные размеры распространяют на все сооружение. В нашей стране такая разрезка была впервые применена на Днепрогэсе и получила название «днепровской».

Этот вид разрезки достаточно полно отвечает заложенным в основу ее допущениям только в плотинах небольшой и средней высоты. В сооружениях выше 60-70 м и при высоких темпах укладки бетона защемление блоков возрастает и препятствует свободе температурно-усадочных деформаций в массиве. Возникает опасность появления трещин на продолжении продольных швов. Устранить ее можно уменьшением площадок скольжения (например, за счет наклона продольных швов) и увеличением перерывов в укладке смежных ярусов. Такая модифицированная разрезка дала, в частности,





Рис. 7.12. Бетонирование арочной плотины Чиркейской ГЭС кабель-краном при секционной разрезке на блоки

наибольшую монолитность и минимальную трудоемкость, резкое уменьшение объема опалубочных и отсутствие цементационных работ, а так же возможности применения внутриблочной механизации и достижения высоких темпов бетонирования. Некоторым недостатком этой разрезки при укладке бетона наиболее распространенными на практике 1,5-метровыми блоками является большее число горизонтальных строительных швов и соответствующее увеличение затрат на их подготовку. Вместе с тем малая высота блоков при больших размерах по площади позволяет перекрывать их в относительно раннем возрасте (3-7 дней), что благоприятно для формирования термонапряженного состояния сооружения (рис. 7.12).

Основу секционной разрезки составляет строгий температурный

режим бетонного массива в течение всего периода строительства. Регулирование его осуществляется целым комплексом технологических мероприятий: охлаждением бетонной смеси, варьированием высотой блоков и временем их укладки, поверхностным и трубным охлаждением бетона и пр.

Сложность защиты горизонтальной поверхности бетонируемого массива от переохлаждения в условиях круглогодичной укладки бетона ограничивает применение этой наиболее прогрессивной разрезки районами с относительно мягким климатом. В мировом плотиностроении секционную разрезку при круглогодичной укладке бетона применяют при среднегодовых температурах не ниже 9-10°C (плотины Детройт и Дворжак в США). При сезонной укладке бетона граница ее применения расширяется до среднегодовой температуры 0°C. В Канаде, однако, имели место случаи успешного использования ее для возведения крупных плотин в климатических условиях со среднегодовой температурой до -1°C (Маникуаган-2 при круглогодичном и Маникуаган-5 при сезонном бетонировании). Обязательными условиями производства работ при этом являлись ритмичная укладка бетона по высоте с относительно короткими перерывами между бетонированием смежных ярусов и отсутствие в массиве плотины отверстий для пропуска строительных расходов.

Существенное облегчение условий для применения секционной разрезки может быть достигнуто путем бетонирования прискальной зоны плотины столбчатыми блоками. Для предупреждения появления трещин в длинных блоках на продолжении межстолбчатых швов в этом случае по верху столбов укладывают армированный пояс.

**Разрезка температурными швами и швами-надрезами.** Благоприятное влияние на термонапряженное состояние массивных плотин оказывает разрезка их температурными швами и швами-надрезами. Такие швы позволяют избежать появления в сооружении и на его внешних поверхностях случайных температурных трещин, направленных вдоль тока воды.

**Температурные швы** в плотинах выполняют, как правило, одновременно и деформационноосадочными, разрезающими сооружение на всю его ширину и высоту. В них посредством обмазки или оклейки битумными материалами полностью исключают сцепление бетонных поверхностей между собой и обеспечивают независимое перемещение и осадки секций плотины.

Расстояние между такими швами в построенных плотинах составляет до 30 м – в районах с умеренным климатом и 9-15 м – в районах с суровым климатом. Для увеличения ширины секций в районах с суровым климатом применяют устройство на верховой и низовой гранях плотин швов-надрезов на глубину проникания в бетонный массив сезонных колебаний температур наружного воздуха и воды, которые обычно не превышают 6 м.

Швы-надрезы выполняют аналогично строительным швам без какой-либо обработки бетонных поверхностей. Устройство их нередко позволяет избежать необходимости конструктивного армирования внешних граней плотины.

**Зонирование бетона.** Важнейшим конструктивно-технологическим приемом, непосредственно влияющим на температурный режим (и одновременно повышающим экономичность) массивных плотин, является укладка бетона в сооружение зонами с учетом требований к нему в каждой из них. *Зонирование позволяет укладывать во внутренние зоны плотин бетон с пониженным содержанием цемента и значительно более низким тепловыделением и этим существенно снижать экзотермический разогрев бетонного массива.*

К наиболее широко применяемым технологическим мероприятиям по созданию благоприятного температурного режима в массивных плотинах относятся.

**Регулирование тепловыделения бетона.** На практике такое регулирование достигается за счет снижения содержания цемента в бетонной смеси и применения добавок (преимущественно пластифицирующих и воздухововлекающих), замедляющих или ускоряющих твердение бетона. В зарубежном плотиностроении обязательным является замещение значительной части цемента в бетоне (до 70%) золой-уносом или другими добавками. В результате на многих плотинах содержание клинкерной части цемента нередко составляет менее 100 кг/м<sup>3</sup> бетона.

*Регулирование температуры бетонной смеси* заключается в укладке охлажденного бетона летом и подогретого при низких зимних температурах. Снижения температуры бетонной смеси достигают в процессе приготовления на бетонном заводе путем охлаждения воды затворения или замены части ее искусственным льдом, охлаждения крупного заполнителя холодной водой (обычно при подаче конвейерами) или холодным воздухом в бункерах и песка на парозжекторных установках, применением цемента с температурой не более 40°C.

*Искусственное охлаждение уложенного бетона* осуществляется одним из двух способов: поверхностным или по уложенным в бетон трубам.

Поверхностное охлаждение производят поливом открытой поверхности блоков водой из перфорированных труб (водяная рубашка) или систематическим поливом вручную из шлангов. Расход воды на охлаждение 1000 м<sup>2</sup> поверхности блока составляет: при поливе из перфорированных труб 5-20 л/с и шлангами – 0,02-0,3 л/с [72].

Впервые в отечественной практике поверхностное охлаждение бетона было применено на строительстве арочной плотины Ладжанурской ГЭС в 50-х годах прошлого столетия. Позднее оно с успехом использовалось для регулирования температурного режима при бетонировании длинными блоками Бухтарминской, Токтогульской и Курпсайской плотин [52.5; 53.2; 53.3; 90.13].

Трубное охлаждение осуществляется речной или охлажденной водой по заложенным в бетонный массив трубам-змеевикам 20-25 мм с целью уменьшения разогрева бетона или снижения температуры массива для цементации межблочных швов. Шаг трубчатых змеевиков определяется расчетом температурного режима сооружения и принимается по вертикали обычно равным высоте блока, а по горизонтали от 1,0 до 3,0 м (см. рис. 7.2).

Трубное охлаждение являлось наиболее распространенным приемом регулирования температурного режима на большинстве построенных в мире и в нашей стране массивных плотин. Достоинством его является простота исполнения, большая надежность, гибкость и возможность использования в любых природно-климатических условиях. В нашей стране оно применялось практически на всех построенных после 50-х годов высоких плотинах: Братской, Красноярской, Усть-Илимской, Чиркейской, Токтогульской, Ингурской, Саяно-Шушенской и др.

*Варьирование высотой блоков и интервалами их перекрытия.* Наиболее часто этот прием используется при укладке бетона на скальное основание или старый бетон. Обычно в таких случаях сначала укладывают 2-4 блока малой (0,5-1,0 м) высоты с перерывами до 10 суток, а затем бетонируют блоки нормальной высоты, принятой при разрезке плотины.

На некоторых зарубежных плотинах (Патрик Генри в США, Маниукаган-2 в Канаде) укладка бетона с варьированием высотой блоков и перерывами в бетонировании ярусом в зависимости от температуры бетонной смеси при укладке использовалась как основной способ достижения нужного температурного режима сооружения. Выполненные ранее на Бухтарминской ГЭС расчеты и экспериментальные бетонирования также свидетельствуют о возможности и целесообразности регулирования таким способом температурного режима плотин даже при бетонировании их в суровых климатических условиях [23; 52.3].

Одним из примеров такого бетонирования за рубежом является возведение в 1962-1964 годах плотины Маниукаган-2 в Канаде в районе со среднегодовой температурой около – 1°C, средней температурой наиболее холодного месяца – 14<sup>0</sup>, минимальной зимней ниже – 50<sup>0</sup>C и максимальной летней + 33<sup>0</sup>C.

Гравитационная облегченная бетонная плотина с объемом бетона 817 тыс. м<sup>3</sup> имеет высоту 91,4 м, длину по гребню 701 м и ширину по основанию со зданием ГЭС 122 м. Температурно-усадочными швами плотина разделена на 44 секции шириной 22 м каждая. Между секциями запроектированы полые швы шириной 3,6-5,5 м. Строительство осуществлялось при пропуске расходов по строительному тоннелю.

Бетонирование производилось портално-стреловыми кранами с эстакады и кабель-краном грузоподъемностью 20 т, бадьями емкостью 6,1 м<sup>3</sup>. Бетон укладывался при секционной разрезке блоками высотой 0,76-1,5-2,3 м круглый год в течение 34 месяцев. Зимой укладка бетона велась в закрытых тепляках. При температуре воздуха ниже – 50<sup>0</sup>C бетонирование плотины прекращалось, а работы на здании ГЭС продолжались под защитой шатра.

Термический режим плотины регулировался высотой блока и перерывами в укладке смежных ярусов, которые изменялись от 48 до 96 часов. Укладываемый бетон имел низкую температуру и малое содержание цемента.

Такой способ бетонирования позволил, по свидетельству канадских специалистов, достичь удовлетворительных темпов возведения сооружения (около 2,7 м в месяц по высоте) при меньших затратах средств [86].

Обеспечение монолитности бетонного массива исключительно типологически средствами широко применяется в плотиностроении Италии. Плотины Альпе Джера, Кваира делла Миньера, Кампо Моро и Флумендозо, например, бетонировались длинными блоками высотой 0,6-1,0 м малощелочной бетонной смесью с естественной температурой и интенсивным поверхностным охлаждением в период между укладкой смежных по высоте ярусов. Но, в отличие от советского и канадского опыта, укладка бетона на них с наступлением отрицательных температур прекращалась. На Кампо Моро, например сезон бетонных работ продолжался 7 мес, на Альпе Джера – 6,5, а на Кваира делла Миньера – 5 мес. [98; 99].

### 7.1.3. Проблемы бетонирования при отрицательных температурах

Круглогодичное производство бетонных работ в местностях с суровым климатом и продолжительной зимой ставит перед строителями плотин ряд серьезных проблем.



Во-первых, это необходимость: выполнения всех зданий и сооружений производственной базы в утепленных конструкциях; увеличения мощности гравийно- и дробильно-сортировочных заводов для создания запасов заполнителей на зимний период; включения в технологическую цепочку бетонного хозяйства устройств для подогрева составляющих бетона; увеличения численности персонала в зимнее время.

Во-вторых, это проблема ежегодной заблаговременной подготовки всего бетоноукладочного комплекса к работе при отрицательных температурах. Причем активная подготовка к зиме начинается за два-три месяца до ее наступления и затрагивает все строительство.

Зимние мероприятия обычно включают подготовку к работе в зимних условиях бетонных и обогатительных хозяйств; отопление и ремонт паровых, водяных и воздушных коммуникаций; ремонт и комплектацию средств отопления и обогрева блоков (калориферов, теплоизоляционных материалов, брезента); подготовку к работе при низких температурах кранов, бетоновозов и бадей; обустройство проходов, рабочих мест и т. д.

В-третьих, это необходимость защиты бетона от замораживания до достижения им заданных прочностных характеристик путем утепления опалубки, укрытия каждого блока для прогрева и подготовки основания временными тепляками, тепловой защиты боковых и горизонтальной поверхностей блоков теплоизоляционными материалами.

Четвертой, самой сложной проблемой круглогодичного бетонирования при суровом климате является обеспечение монолитности бетонного массива неармированных сооружений. В настоящее время эту проблему принято решать конструктивно-технологическими средствами с усложнением конструкции плотины разрезкой на относительно небольшие блоки (нередко с армированием их) с последующим искусственным охлаждением уложенного бетона и цементацией межблочных швов. Размеры блоков при этом назначают на весь период бетонирования сооружения по наиболее неблагоприятным температурным условиям осенне-зимнего периода.

Все это сильно усложняет процесс бетонных работ, повышает их трудоемкость и стоимость, неблагоприятно отражается на темпах бетонирования при отсутствии гарантий от температурного трещинообразования в бетоне. Только разрезка на небольшие блоки, например, снижает темпы укладки бетона по сравнению с секционной до 40%, а трудоемкость бетонирования в зимний период увеличивалась на Братской ГЭС до 45, на Усть-Илимской на 44,5 и на Саяно-Шушенской до 72% [0.22; 28].

Поэтому за рубежом зимнее бетонирование при возведении гидротехнических сооружений, как правило, не применяется. При этом даже за короткий (5-6 месяцев) теплый сезон повсеместно достигаются средние по го-

ду темпы укладки бетона в плотины, значительно превышающие среднемесячные при круглогодичном бетонировании аналогичных сооружений в нашей стране ([25] и приложение 11.6).

Бетонирование гидросооружений в нашей стране при крайне неблагоприятных климатических условиях явилось следствием ряда объективных и преходящих факторов. К первым следует отнести большую продолжительность периода с отрицательными температурами для обширных регионов Севера и Северо-Востока страны при крайне жестких директивных сроках строительства гидроузлов. Ко вторым – социально-экономические положения, определявшие деятельность отечественного производства. В первую очередь это требование круглогодичной занятости рабочих, системы производственного планирования и отчетности, централизованной поставки материально-технических ресурсов и пр.

В этих условиях, например, предложение строителей Чиркейской ГЭС выполнять бетонные работы только в теплое время года (в течение 10-10,5 месяцев) поддержки руководства отрасли не получило, несмотря на очевидную экономическую и производственную целесообразность его в условиях теплого климата Северного Кавказа.

Серьезное отставание темпов бетонирования наших гидросооружений требует критической оценки опыта организации бетонных работ на построенных гидроузлах и, в первую очередь, в части круглогодичного бетонирования высоких плотин.

Суровый климат большей части территории нашей страны обуславливает неизбежность применения круглогодичного бетонирования массивных гидротехнических сооружений во многих ее регионах. Однако целесообразность круглогодичного производства бетонных работ на каждом из сооружений гидроузла при этом должна определяться тремя условиями. Во-первых, возможностью достижения более высоких среднемесячных темпов возведения сооружения по сравнению со средними за год темпами сезонной укладки бетона. Во-вторых, возможностью использования высвобождаемых зимой рабочих на других сооружениях гидроузла. В-третьих, необходимостью строительства предприятий производственной базы в зимнем исполнении вне зависимости от прекращения укладки бетона зимой на отдельных сооружениях.

Опыт показывает, что выполнение первого условия, определяющего экономическую целесообразность круглогодичного производства бетонных работ, возможно только если отказ от сезонного бетонирования не связан с усложнением конструкции сооружения и значительным повышением ее трудоемкости. На практике это касается преимущественно массивных неар-

мированных плотин из-за трудности обеспечения их трещиностойкости при зимней укладке бетона без разрезки на секции и блоки, конструктивного армирования и т.п. Прочие сооружения гидроузлов (здания гидроэлектростанций, шлюзы, устои и подпорные стенки) выполняются, как правило, армированными и при зимнем бетонировании конструкции не изменяют.

Поэтому при строительстве гидроузлов в районах с суровым климатом экономически и организационно целесообразно дифференцированное производство бетонных работ по сооружениям: сезонное – на высоких массивных плотинах и круглогодичное – на зданиях гидроэлектростанций и прочих объектах. Подобная организация бетонных работ может быть особенно эффективна на характерных для нашей страны мощных гидроэлектростанциях с большими зданиями ГЭС, определяющими общую продолжительность строительства гидроузла. При этом легко удовлетворяются остальные условия круглогодичной организации бетонных работ.

Кафедрой ННГАСУ были выполнены проработки варианта дифференцированной организации строительства сооружений Бухгарминской ГЭС на р. Иртыше в составе массивной гравитационной плотины с объемом бетона более 800 тыс. м<sup>3</sup>, приплотинного здания гидроэлектростанции с объемом бетона около 100 тыс. м<sup>3</sup> и четырехкамерного шлюза на напор 68 м с объемом бетона 265 тыс. м<sup>3</sup>.

Гидроэлектростанция сооружалась в районе с резко континентальным климатом со среднегодовой температурой +3°С, максимальной летней +40°С и минимальной зимней минус 50°С. Среднесуточные температуры минус 30-40° нередко держались в течение 20-30 дней. Продолжительность зимы составляла более 6 месяцев, а лета около 4. В районе основных сооружений гидроузла наблюдались частые сильные ветры со скоростью более 10 м/с.

Принятая в таких климатических условиях круглогодичная организация бетонных работ особенно неблагоприятно отразилась на конструкции высокой 90-метровой массивной гравитационной плотины с расширенными швами. Зимняя укладка бетона обусловила разрезку ее блоками длиной не более 15 м и конструктивное армирование напорной грани, а отказ от охлаждения бетона – бетонирование блоками с перевязкой швов по днепровскому типу. На сильно армированные конструкции здания ГЭС и шлюза она практически не повлияла.

В результате календарная продолжительность бетонных работ составила: по плотине – 60, по зданию гидроэлектростанции – 43 и по шлюзу – 35 месяцев. При этом первые агрегаты ГЭС вводились во временном машинном зале над монтажной площадкой и каждым агрегатным блоком.

Выполненные проработки с дифференцированной организацией бетонных работ по сооружениям – при круглогодичном бетонировании здания ГЭС и шлюза и сезонном плотине (за три сезона по 7 месяцев) – свидетельствуют о безусловной ее экономической и производственной целесообразности. Даже при сохранении усложненной конструкции плотины при ней были получены следующие показатели:

снижение трудозатрат на бетонных работах составило 23%, а численности рабочих – 20%;

календарная продолжительность бетонных работ на плотине сократилась до 52 мес, фактическая до 36 мес, а среднемесячный темп укладки бетона увеличился с 1,5 до 2,5 м/мес;

продолжительность бетонирования здания гидроэлектростанции при переводе ее строительства в зимние периоды освобожденных рабочих с плотины уменьшилась до 27 месяцев (на 37%), а все ее агрегаты вводились в постоянном машинном зале;

работы по монтажу бетоноукладочной эстакады и стальных облицовок напорных водоводов не совмещались по времени с укладкой бетона в плотину;

при сохранении времени ввода первого агрегата (ускорение составило 2-3 месяца) ввод ГЭС на полную мощность приблизился на один год, на этот же срок мог быть ускорен ввод в эксплуатацию судоходного шлюза.

Технология и организация бетонирования в зимний период существенно отличаются от укладки бетона при положительных температурах и детально изложены в главе 8.

## 7.2. Методы бетонирования высоких плотин

### 7.2.1. Бетонирование плотин кабель-кранами

Бетонирование кабель-кранами – наиболее распространенный в мировом плотиностроении способ возведения высоких бетонных плотин. По сравнению с другими способами производства работ кабель-краны обладают целым рядом преимуществ: большой зоной обслуживания (1000 м и больше), маневренностью и универсальностью, возможностью подачи грузов в любую точку сооружения на всех стадиях строительства, большой грузоподъемностью и высокой производительностью, возможностью ввода в действие задолго до начала укладки бетона и участия в разработке котлована.

В зависимости от топографии створа, компоновки сооружений и объема работ применяют три вида кабель-кранов:

параллельные кабель-краны с подвижными башнями или на эстакадах (краны эллингового типа) – при возможности устройства подкрановых путей на обоих берегах (см. рис. 7.12; 7.13);

радиальные кабель-краны – с подкрановыми путями на одном берегу (рис. 7.14);

неподвижные кабель-краны с распределительными мостами и без них – в створах, не допускающих устройства подкрановых путей (рис. 7.15).

Максимальное сближение параллельных кабель-кранов с башнями составляет около 40 м. Это не позволяет располагать на одних подкрановых путях нужное число кранов и работать ими спаренно. Поэтому в отечественной практике получили применение кабель-краны эллингового типа с





Рис. 7.13. Параллельный кабель-кран на эстакадах на плотине Чиркейской ГЭС

подвижными тележками на металлических эстакадах. Сближение таких кабель-кранов уменьшается до 10-12 м и становится возможной спаренная работа их (см. рис. 6.15)

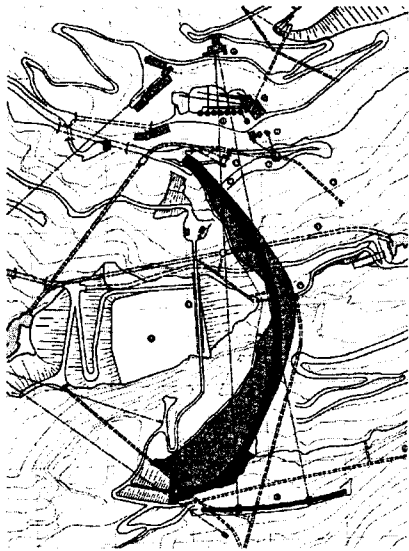


Рис. 7.14. Схема расположения радиального кабель-крана на плотине Луццоне в Швейцарии с охватом бетонного хозяйства и части производственной базы



Рис. 7.15. Кабель-кран с распределительным мостом

За рубежом параллельные кабель-краны с той же целью иногда выполняют с башнями на разных путях и тросами в разных уровнях. Такое расположение их, например, на плотинах Глен Кэньон в США и Огохи в Японии, обеспечило полную независимость кранов друг от друга и возможность спаренной работы их (рис. 7.16)

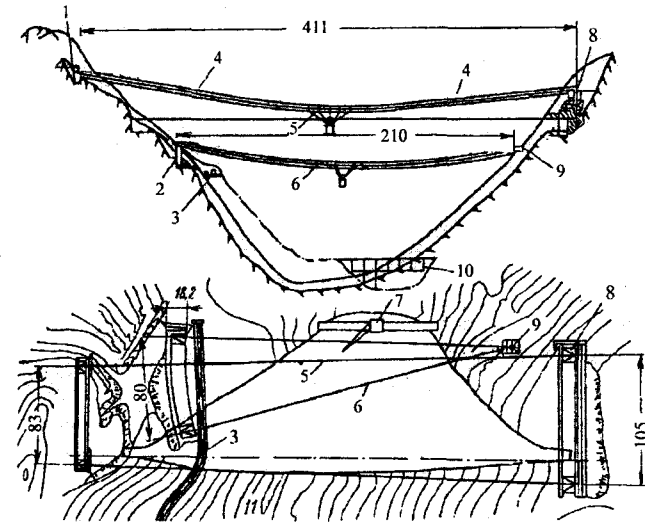


Рис. 7.16. Параллельный и радиальный кабель-краны в разных уровнях на плотине Огохи в Японии:

1 и 8 – хвостовая и головная башни параллельного кабель-крана, 2 и 9 – подвижная и неподвижная башни радиального кабель-крана, 3 – железнодорожный подъезд к кранам, 4 – трос кабель-крана, 5 – кабель-кран №1 г/п 25 т, 6 – кабель-кран №3 г/п 3 т, 7 – стреловой кран, 10 – эстакада

Провес несущего троса кабель-крана составляет обычно 5-6% его пролета и при благоприятных топографических условиях такие краны часто выполняют с платформами небольшой высоты вместо опорных башен (плотина Моувазен в Швейцарии).

Пролеты кабель-кранов принимают от 150 до 1100 м. Наиболее распространены кабель-краны с пролетами 500-600 м. Грузоподъемность кабель-кранов, обычно, составляет 20-25 т. Реже применяют краны грузоподъемностью 10, 26 и 50 т. Число кабель-кранов принимают как правило не меньше двух, но нередки случаи применения даже на больших плотинах одного крана (плотины Моссирок с объемом 994 тыс.м<sup>3</sup> бетона и Хайвасси – 612 тыс. м<sup>3</sup> в США).

Управление кабель-краном обычно производится машинистом из башни, нередко с использованием телевидения. На некоторых стройках (Глен-

Кэньон, Иеллоутейл, Чиркейская и Мамаканской ГЭС) управление могло осуществляться по радио оператором из бетонируемого блока.

Бетонную смесь кабель-кранами подают в бадьях соответствующей емкости: 10-тонные краны обычно работают 3-кубовой бадьей, 20-тонные – 4,5-6-кубовой, 25-тонные – 6-8-кубовой, а 26 и 50-тонные – 9-кубовой. При загрузке бадьи от кабель-крана обычно не отцепляют, а бетонную смесь перегружают в нее из автосамосвалов, автосилобусов или железнодорожных бункеров. Для этого недалеко от бетонного завода устраивают специальные перегрузочные узлы с бетонной стенкой, соответствующей высоте применяемых бадей. Такие узлы, как правило, совмещают с приемными площадками для подачи в блок опалубки, арматуры, вспомогательных механизмов и оборудования. Для разгрузки доставляемых на такие площадки грузов их, как правило, оснащают вспомогательными козловыми кранами (рис. 7.17).

Бетонирование кабель-кранами может применяться при любой разрезке плотины на блоки и любой технологии производства бетонных работ. Для освобождения кабель-кранов от вспомогательных работ при этом широко используют внутриблочные механизмы (бульдозеры, электротракторы с пакетами вибраторов, манипуляторы, малогабаритные краны для перестановки опалубки), переносимые ими из блока в блок.

Месячная производительность кабель-кранов при выполнении сопутствующих работ составляла: на строительстве зарубежных плотин – средняя 13,8-47,3 тыс.м<sup>3</sup> и максимальная 20,9-88 тыс.м<sup>3</sup>; на отечественных стройках – соответственно 6-7,5 тыс.м<sup>3</sup> и 15,3 тыс.м<sup>3</sup>.

К недостаткам кабель-кранов следует отнести высокую стоимость оборудования, монтажа и эксплуатации, а также трудность повторного использования на других строительствах из-за нестандартности их пролетов.

Для работы кабель-кранами характерна строгая организация стройплощадки. Бетонные заводы обычно привязывают в непосредственной близости от плотины при параллельных и радиальных кранах – около перегрузочного узла, при неподвижных – у места загрузки бадей. Фронт загрузки бадей, как правило, располагают над гребнем плотины. Такое размещение его позволяет использовать для перевозки бетона транспорт любого вида, организовать единую площадку для приемки грузов, обслуживания и ремонта бадей. При больших объемах бетона и благоприятном рельефе бетонный завод стараются располагать ближе к центру тяжести бетонных работ. Бетонную смесь от завода до узла перегрузки перевозят автомобильным или железнодорожным транспортом. Первый способ – предпочтительнее, второй – незаменим в стесненных условиях.

Всякое отвлечение кабель-кранов от укладки бетона на сопутствующие работы неблагоприятно отражается на темпах бетонирования плотины. По-

этому организация работ ими требует особо тщательной инженерной подготовки производства и строжайшей технологической дисциплины. Первая заключается в выборе опалубки и подборе внутриблочных механизмов, способных выполнять большую часть сопутствующих работ без кабель-крана: контейнеризации материалов и конструкций, рациональном распределении времени кранов между укладкой бетона и прочими работами. Вторая – в неукоснительном выполнении графика укладки бетона в течение смены и суток, строгом соблюдении времени, отведенного на сопутствующие работы.

В отечественном плотиностроении преимущественное применение нашли параллельные кабель-краны эллингового типа на металлических эстакадах (Красноярская, Чиркейская и Ингурская ГЭС). Они достаточно удобны и надежны в работе, способны обеспечить укладку бетона в соответствии с их техническими характеристиками. Основным недостатком их – меньшая по сравнению с аналогичными зарубежными кранами производительность и недолговечность несущих тросов (приложения 7.2 и 8.1).

Первой высокой плотиной в нашей стране, бетонировавшейся кабель-кранами, была арочная плотина Чиркейской ГЭС. Высота ее 232 м, в том числе арочной части 183 м. Длина по гребню 338 м. Наибольшая толщина арки 30, а массивной пробки 88 м. Объем бетона 1316 тыс. м<sup>3</sup>. С нижнего бьефа к плотине примыкает здание ГЭС с четырьмя гидроагрегатами, расположенными в два ряда (см. рис. 2.12 и 6.14).

Район строительства характерен теплой зимой и жарким летом. Среднегодовая температура +12<sup>0</sup>С, среднемесячная самого холодного месяца + 0,4<sup>0</sup>С, но отрицательные температуры могут достигать минус 24<sup>0</sup>С. Число морозных дней в году около 65, а с температурами ниже минус 5<sup>0</sup> С до 20. Переход среднесуточной температуры через 0<sup>0</sup>С происходит в конце декабря и февраля.

Разрезка плотины на блоки была принята комбинированной. Пробка плотины высотой 50 м бетонировалась столбчатыми блоками. Максимальная длина блока составляла 37 м, высота изменялась от 1,0 м в прискальной зоне до 3,0 м на высоких отметках. В арочной части плотины была применена секционная разрезка с блоками длиной до 30 м и высотой 1,5-3,0 м (см. рис. 7.11)

Укладку бетона сначала намечалось производить параллельным кабель-краном пролетом 420 м с двумя подвижными башнями. Но размеры башен не позволяли установить на плотине более двух кранов, а малый пролет не допускал создания нужной площадки для приемки конструкций и предопределял перевозку бетона железной дорогой. Поэтому в окончательном варианте был принят к установке параллельный кабель-кран эллингового типа на металлических эстакадах грузоподъемностью 25 т с пролетом 500 м. Применение его позволяло довести сближение башен до 11 м и разместить на плотине три крана.

Некоторое увеличение пролета дало возможность организовать на правом берегу нормальную площадку для загрузки бадей и приема грузов с удобными автомобильными подъездами, а на левом берегу – отказаться от устройства части эстакады. Бетонно-обогащительное хозяйство в этом случае удобно скомпоновалось на правом берегу, а бетоносмесительные отделения расположились в непосредственной близости

сти от фронта загрузки бадей. Такое положение допускало использование любого вида транспорта для перевозки бетона, но принята была перевозка серийными автосамосвалами БелАЗ-540 грузоподъемностью 27 т по 8 м<sup>3</sup> за рейс (рис. 7.17; 7.18).



Рис. 7.17. Узел загрузки бадей под кабель-кран на плотине Чиркейской ГЭС

В целях достижения намеченной производительности кабель-кранов на строительстве был разработан специальный бетоноукладочный комплекс для возведения плотины. Он допускал выполнение всех внутриблочных работ без отвлечения кабель-кранов с комплексной механизацией операций по опалубливанию, армированию, подготовке блоков, укладке и уплотнению бетона [103.7]. Основу его составляла самоподъемная механизированная опалубка, которая обеспечивала (рис. 7.19; 7.20):

изменение положения щитов с учетом размеров и формы блоков в плане и по высоте арки;

установку на каркасе опалубки седельных кранов, способных работать с вибропакетом и поднимать грузы со дна котлована на высоту до 100-120 м;

размещение на её каркасе коммуникаций (воды, воздуха, электроэнергии) и оборудования для внутриблочных работ (сварочные и пескоструйные аппараты, преобразователи, электрокалориферы);

перемещение по высоте, с помощью электровинтовых подъемников всей конструкции с находившимися на ней коммуникациями, оборудованием и механизмами без их перемонтажа.

Для возведения плотины требовалось 9 комплектов механизированной опалубки, ко-

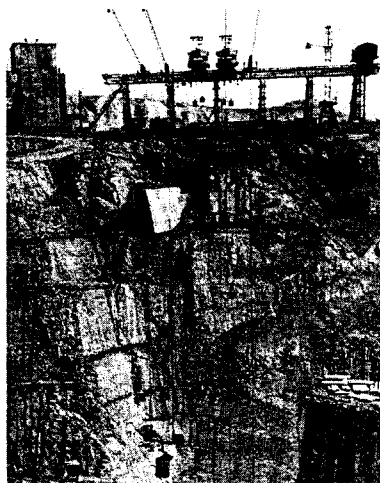


Рис. 7.18. Чиркейская ГЭС. Вид из котлована на эстакаду кабель-кранов и фронт загрузки бадей на правом берегу

торыми оснащались опережающие секции плотины. Такое размещение ее позволяло перекрыть вспомогательной механизацией весь фронт работ, включая отстающие секции. Лицевые грани плотины должны были выполняться в консольной опалубке с перестановкой ее седельными кранами (рис. 7.19; 7.20).

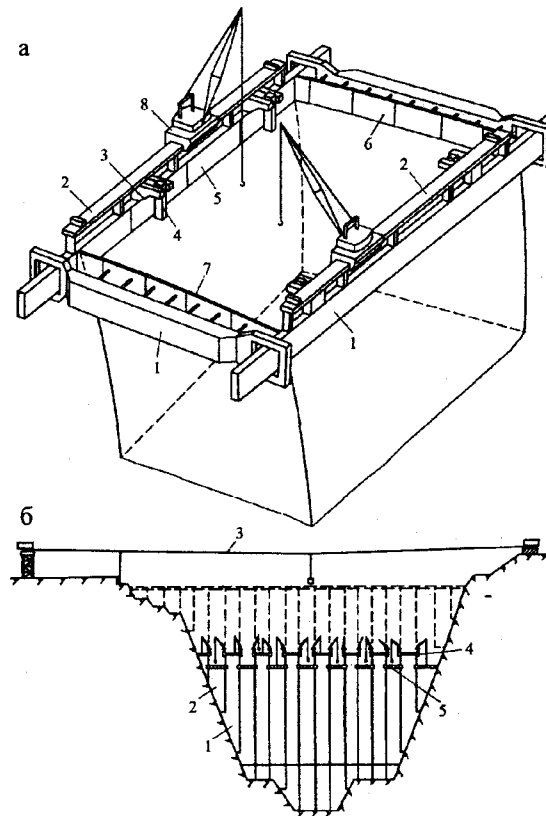


Рис. 7.19. Схема механизированной опалубки и расстановка ее на плотине Чиркейской ГЭС:

а – схема опалубки: 1 – опорные балки, 2 – эстакада седельных кранов, 3 – опорная консоль, 4 – колонна, 5-7 – опалубка межсекционных, верхней и нижней граней плотины, 8 – седельный кран г/п 3 т; б – схема расположения опалубки на плотине: 1 – опережающая секция плотины, 2 – отстающая секция, 3 – кабель-кран, 4 – самоподъемная опалубка, 5 – консольная опалубка

Одновременно совершенствовались все остальные элементы бетоноукладочного комплекса: переведены на радиоуправление кабель-краны и бади, подобраны пакеты вибраторов и внутриблочная механизация; велись работы по полной автоматизации типового бетонного завода. Весь комплекс механизмов был заблаговременно опробован на опытных блоках правобережного примыкания плотины (см. рис. 7.6).

Испытание подтвердило возможность достижения при использовании самоподъемной механизированной опалубки проектных характеристик кабель-кранов.

Продолжительность цикла укладки блока после устранения выявленных недостатков могла быть доведена до 3,5-4 суток, месячная интенсивность роста плотины по высоте – до 12-13 м, а выработка бетона на 1 человека в день до 8-10 м<sup>3</sup> [103.7]



Рис. 7.20. Бетонирование нижних секций арочной плотины Чиркейской ГЭС в самоподъемной механизированной опалубке

Однако последовавший после смены технического руководства стройки отказ (по конъюнктурным соображениям) от механизированной опалубки привел к началу бетонных работ на плотине без надлежащей подготовки и, как следствие, задержке ввода гидроэлектростанции минимум на год.

Новые принципы производства бетонных работ базировались на применении двухъярусной консольной опалубки, внутриблочных перестановщика опалубки на базе экскаватора Э-302, манипулятора для вибраторов на базе трактора М-663Б и зачистных самоходных машин.

Эффективность использования кабель-кранов в этих условиях обеспечивалась преимущественно организационными мероприятиями. Большинство из них обязательны для работы кабель-кранами при любой технологии и вспомогательной механизации. К числу таких мероприятий относились:

- отказ от совмещения работ и строгая регламентация выполнения кранами различных операций (на укладке бетона краны работали с 16-17 до 9-10 ч следующего дня, а с 10 до 17 ч они производили подачи всех видов материалов и конструкций на подготовлявшиеся блоки и проводилась их профилактика);

- предварительная комплектация всех материалов и деталей на блок в одном контейнере; укрупнение подаваемых конструкций до 25 т и оснащение всех грузов индивидуальными стропами;

- организация участка подготовки производства со своими мастерскими, площадкой для комплектации контейнеров и укрупнительной сборки конструкций со своим краном;

- разработка технологических карт, определявших порядок подготовки и бетонирования блоков;

- четкая диспетчеризация работы кабель-кранов.

Осуществление этих мероприятий позволило сократить число вспомогательных подач кабель-краном на блок до пяти (механизма для снятия пленки, перестановщика опалубки, контейнера с материалами и деталями, манипулятора и змеевика труб охлаждения). В итоге работа кабель-кранов на бетоне занимала около 60% календарного времени, 25% его затрачивалось на вспомогательные работы и 15% на профилактику и ремонты [103.14; 103.16; 103.17]. Однако и при этом фактические темпы укладки бетона оказались много ниже намеченных проектом.

### 7.2.2. Бетонирование плотин кранами с бетоноукладочных эстакад

Бетонирование плотин с эстакад – широко распространенный в середине прошлого века способ возведения самых разных гидротехнических сооружений высотой более 60-70 м. Этим способом в нашей стране были возведены Цимлянская, Куйбышевская, Сталинградская, Каховская Камская, Новосибирская и ряд других равнинных ГЭС, а также высокие плотины Братской, Бухтарминской, Усть-Каменогорской, Усть-Илимской и Зейской гидроэлектростанций.

Расположение бетоноукладочных механизмов на командных высотах, исключавших необходимость последующего перемонтажа их, организация транспортных потоков на сооружении без стеснения фронта бетонных работ, возможность укладки больших объемов бетона и возведения плотин любой высоты и габаритов обеспечили этому способу производства работ широкое применение в мировом гидростроительстве.

Основу этого способа производства работ составляют бетоноукладочные эстакады с расположенными на них кранами. Число и расположение эстакад зависят от высоты и габаритов сооружения и определяется единственным требованием – возможностью охвата всей его площади бетоноукладочными кранами. Количество эстакад при этом должно быть минимальным, а конструкция их должна обеспечивать возможность достаточно простого бетонирования расположенных под ними блоков. На плотинах высотой более 80-90 м обычно сооружают две эстакады: низкую – между станционной плотиной и зданием ГЭС и высокую – на расстоянии вылета бетоноукладочного крана от верховой грани плотины (рис. 7.21 и 7.22).

Минимальная ширина эстакады определяется шириной колеи размещаемых на ней бетоноукладочных кранов. На практике она, в зависимости от типа крана и числа железнодорожных путей для транспорта бетона, составляла от 9 до 18,7 м.

Конструкция эстакады состоит, как правило, из стальных решетчатых опор и уложенной по ним проезжей части из мостовых балок сплошного сечения (имелись, однако, редкие случаи выполнения эстакад из железобетона). Опоры эстакады остаются в бетоне, а пролетное строение по окончании

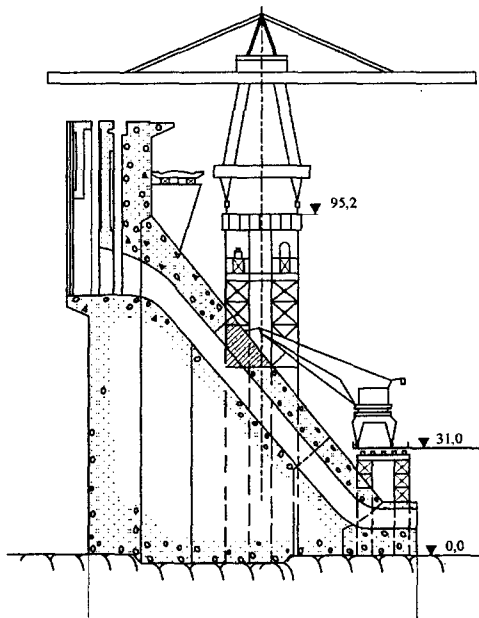


Рис. 7.21. Расположение бетоноукладочных эстакад на плотине Братской ГЭС

В результате кранами с эстакад на наших гидроузлах укладывалось от 48% бетона на Усть-Каменогорской ГЭС до 68% на Братской. Остальной бетон укладывался преимущественно гусеничными кранами и с инвентарных мостиков. Укладка бетона с эстакад на стройках США достигала 90% объема сооружения на плотине Либби и 98% на плотине Дуглас.

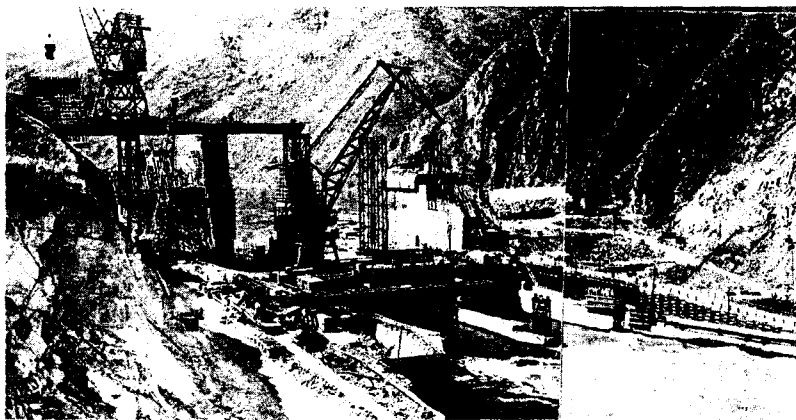


Рис. 7.22. Монтаж бетоноукладочных эстакад на сооружения первой очереди Бухтарминской ГЭС

работ используют на других сооружениях. Потери металла при этом составляли: на отечественных ГЭС от 4,8 до 17 кг на 1 м<sup>3</sup> уложенного бетона, а на зарубежных – 1,5-6 кг на 1 м<sup>3</sup> в зависимости от объема уложенного с эстакады бетона [87].

Серьезным недостатком способа бетонирования с эстакад является большая продолжительность монтажа их и возможность начала работ по сооружению эстакады только после подготовки значительной части котлована. Монтаж эстакад на крупных плотинах продолжался от 7 месяцев на плотине Либби в США до 36 месяцев на высокой эстакаде Братской ГЭС.

Другим недостатком бетонирования с эстакад является трудность подачи материалов, конструкций и бетонной смеси в расположенные под эстакадой блоки. При двух эстакадах подача грузов под высокую эстакаду может производиться кранами с низкой эстакады. На плотине Либби в США эту проблему решили устройством в проезжей части 11-метровых щелей для опускания бадей с бетонной смесью. На многих эстакадах для этих целей в проезжей части устраивали люки для подачи бетона в расположенные под ними блоки. На большинстве же плотин подачу бетона под эстакады осуществляли по хоботам, а остальные работы выполняли вручную [7, 88].

Бетонную смесь с эстакад укладывают в основном бетоноукладочными кранами и лишь в блоки под эстакадой – виброхоботами. В качестве бетоноукладчиков используют: портално-стреловые краны грузоподъемностью 10/7,5 т на вылете стрелы, соответственно, 30 и 40 м, работающие с бадьей емкостью 1,6-3,2 м<sup>3</sup>, двухконсольные порталные краны грузоподъемностью 22 т на вылете 50,5 м с бадьей 6,4 м<sup>3</sup> и башенные краны грузоподъемностью 10 т при вылете стрелы 40 м с 3-кубовой бадьей. Важнейшей положительной стороной бетонирования с эстакад является возможность установки на эстакаде нужного для достижения заданных темпов работ числа бетоноукладочных кранов (см. рис. 7.1; 7.3; 7.20).

Для освобождения бетоноукладочных кранов от выполнения внутриблочных работ на крупных ГЭС при бетонировании с эстакад часто используются вспомогательные краны грузоподъемностью 2,5-5 т, переставляемые из блока в блок кранами, находившимися на эстакаде.

Эстакады, являясь основанием для кранов-бетоноукладчиков, одновременно служат и основными транспортными коммуникациями для подачи на сооружение бетонной смеси, опалубки, арматуры и оборудования. В этом качестве они отличаются простотой организации грузовых потоков, могут обеспечивать сквозной проезд и быть тупиковыми, позволяют использовать любые виды транспорта.

Для подачи на бетоноукладочные эстакады всех видов грузов в настоящее время используют преимущественно автомобильный транспорт, что обеспечивает возможность устройства недорогих и удобных подъездов к эстакадам в самых неблагоприятных топографических условиях. В прошлом, однако, подача грузов на эстакады производилась, как правило, железнодорожным транспортом. Это было особенно благоприятно для подачи в монтаж укрупненных узлов металлоконструкций и гидромеханического оборудования на равнинных ГЭС.

Организация стройплощадки при эстакадном способе работ вследствие возможности выбора транспорта характеризуются большой свободой. Бетон-

ные заводы и тесно связанные с производством основных работ предприятия производственной базы могут без ущерба располагаться на достаточно большом расстоянии от плотины, особенно при нескольких эстакадах.

Укладка бетона кранами с бетоноукладочных эстакад с одинаковым успехом применима при всех видах разрезов на блоки и технологиях производства внутриблочных работ. Трудоемкость и темпы бетонирования при этом определяются сложностью конструкции сооружения, размерами бетонизируемых блоков, степенью освобождения внутриблочными механизмами бетоноукладочных кранов от вспомогательных работ и технологией укладки бетонной смеси в блоке.

Типичным примером производства бетонных работ кранами с бетоноукладочных эстакад может служить бетонирование плотины Усть-Каменогорской ГЭС.

Напорный фронт Усть-Каменогорской ГЭС на р. Иртыше образован бетонной гравитационной плотиной с проектной высотой 65 м при фактической максимальной высоте стационарной части около 77 м (с учетом расчистки и бетонирования под 2 и 3-й секциями зоны милонитизации глубиной до 12 м).

В состав напорного фронта входят глухая левобережная плотина длиной 91 м, четырехпролетная водосливная плотина длиной 93,5 м, стационарная плотина с примыкающим к ней зданием ГЭС длиной 110 м и правобережная глухая плотина общей длиной с верхней головой шлюза 116,5 м (см. рис. 3.11).

Объем бетона в сооружениях напорного фронта и здании ГЭС составлял около 630 тыс. м<sup>3</sup>.

Строительство гидроузла началось до войны, в 1939 году, и осуществлялось секционированием русла в две очереди. Бетонирование сооружений первой очереди – левобережной глухой плотины, раздельного устоя и гребенки водосливной плотины с общим объемом бетона около 190 тыс. м<sup>3</sup> производилось в левобережном котловане до августа 1950 года вантовыми дерриками и гусеничными кранами. Укладка же бетона в стационарную плотину, здание гидростанции и пролеты гребенки водосливной плотины в объеме около 350 тыс. м<sup>3</sup> впервые в стране осуществлялось портално-стреловыми кранами с бетоноукладочной эстакады.

Бетоноукладочная эстакада имела два самостоятельных участка. Правобережный участок ее длиной 130 м с шириной проезжей части 16,5 м располагался в пазухе между зданием ГЭС и стационарной плотиной. Он был смонтирован на металлических опорах высотой до 34,5 м. Левобережный участок длиной 120 м с проезжей частью шириной 13,25 м был выполнен из мостовых балок по бычкам водосливной плотины без металлических опор. Левобережная часть эстакады на водосливной плотине была смонтирована до начала работ в котловане второй очереди. Правобережная ее часть в пределах котлована была смонтирована в течение второй половины 1951 г. Общий вес металлоконструкций эстакады составил 1260 т, из которых 460 т приходилось на опоры (рис. 7.23; 7.24).

Уложенные на эстакаде два узкоколейных пути были сквозными от берега до берега, а крановые пути имели разрыв на раздельном устое. Для перехода бетоноу-

кладочных кранов со стационарной плотины на водосливную один из пролетов эстакады (на четвертой секции стационарной плотины) был выполнен передвижным.

Для укладки бетона на эстакаде были установлены два японских портално-стреловых крана грузоподъемностью 10 т при вылете стрелы 30 м. В марте 1951 года дополнительно к ним на третьей секции стационарной плотины на 6-8 м выше эстакады был установлен вантовый деррик грузоподъемностью 15 т, проработавший до осени этого года.

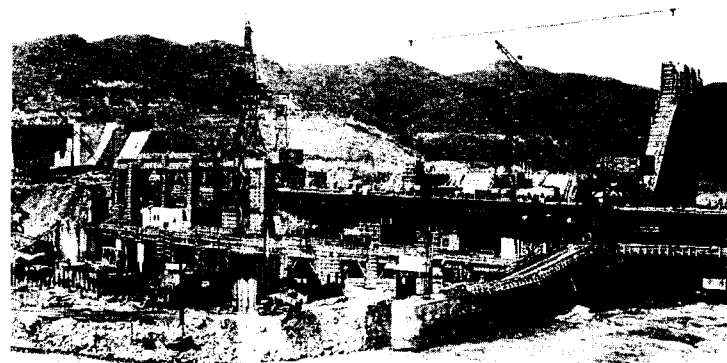


Рис. 7.23. Бетоноукладочная эстакада на сооружениях 2-ой очереди Усть-Каменогорской ГЭС

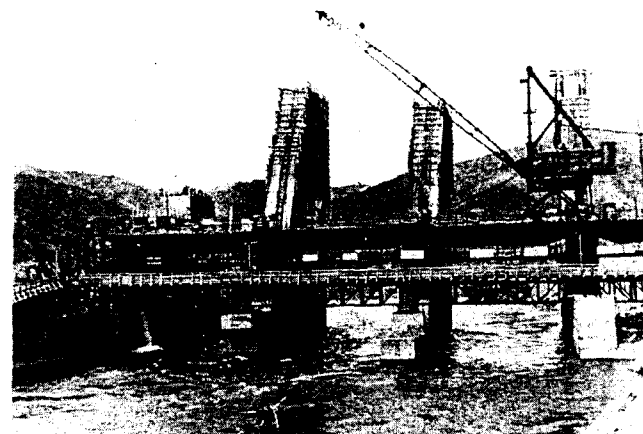


Рис. 7.24. Бетоноукладочная эстакада на водосливной плотине Усть-Каменогорской ГЭС

Бетонная смесь приготавливалась на бетонном заводе производительностью 90 м<sup>3</sup>/час, который располагался на правом берегу на отметке эстакады на расстоянии около 300 м от здания ГЭС и стационарной плотины. К бетоноукладочным кранам бетон доставлялся на железнодорожных платформах узкой колеи сначала в бадах емкостью 1,6 м<sup>3</sup>, а затем – в цилиндрических 3-кубовых бадах.



Укладка бетона в плотину производилась блоками длиной до 15 м и высотой 4 м с перевязкой швов по «днепровской разрезке». Опалубка блоков выполнялась из деревянных щитов 2,0х1,0 м, которые устанавливались вручную. Так как бетонные работы велись круглый год, то зимой щиты утеплялись нашивкой второго слоя досок толщиной 25 мм с прокладкой толя или пергамина. Такое утепление опалубки, несмотря на суровый климат стройплощадки (среднегодовая температура +3<sup>0</sup>С, средняя температура января минус 16<sup>0</sup>С и минимальная зимняя температура -51<sup>0</sup>С), обеспечивало набор бетоном до замораживания 50% прочности при укладке методом «термоса» в стационарных тепляках (по-видимому вследствие отсутствия в створе сооружений сильных ветров, тогда как в аналогичных климатических условиях на расположенной в 80 км выше по Иртышу Бухтарминской ГЭС с сильными ветрами в створе гидроузла такое утепление опалубки сохранности бетона от раннего замораживания не обеспечивало). Уплотнение бетонной смеси производилось ручными вибраторами слоями толщиной 20-40 см.

Другого контроля за температурным режимом сооружения, кроме наблюдения за набором бетоном прочности при зимней укладке его, на строительстве не велось. Однако, какого-либо трещинообразования в бетонном массиве кроме случая появления трещин в бычках водосливной плотины при закрытии гребенки, описанного в [27.9], отмечено не было.

Всего в стационарную плотину и здание ГЭС с эстакады было уложено около 230 тыс.м<sup>3</sup> бетона. Объем укладки бетона другими средствами был незначителен, из-за отсутствия на стройке других кранов (кроме вантовых дерриков). В итоге при бетонировании сооружений второй очереди Усть-Каменогорской ГЭС с использованием бетоноукладочной эстакады были достигнуты следующие показатели:

среднемесячная укладка бетона с эстакады составила более 19 тыс. м<sup>3</sup>,

среднемесячная интенсивность роста плотины по высоте – более 4,0 м/мес,

среднемесячная укладка бетона на кран – около 6 тыс. м<sup>3</sup>/мес,

безвозвратные потери металла на опоры эстакады составили 2,2 кг на 1 м<sup>3</sup> уложенного бетона.

Несмотря на неблагоприятную разрезку сооружения днепровскими блоками и далеко не совершенную механизацию работ, достигнутые на укладке бетона результаты ни в чем не уступают возведению этим способом более поздних сооружений (Бухтарминской, Братской, Усть-Илимской ГЭС), а в некоторых случаях и превосходят их показатели.

### 7.2.3. Бетонирование плотин самоподъемными кранами без эстакад

Бетонирование кранами без эстакад применяют при возведении гравитационных и арочно-гравитационных плотин со столбчатой разрезкой на блоки бетонирования. Этот способ состоит в поярусном бетонировании плотины с устройством на ее столбах временных выштрабок для бетоноукладочных кранов и транспортных коммуникаций при перемещении кранов с выштрабки на выштрабку самоподъемом без перемонтажа.

Бетонирование плотины при этом производится по следующей схеме (рис. 7.25).

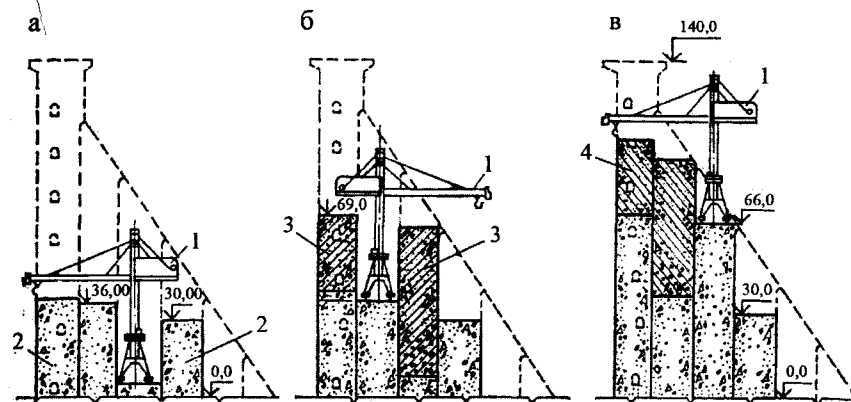


Рис. 7.25. Схема бетонирования плотин самоподъемными кранами без эстакад: а, б, в – этапы бетонирования сооружения, 1 – кран КБГС-1000, 2, 3, 4 – блоки, бетонлируемые соответственно на первом, втором и третьем этапах

На основании плотины в непосредственной близости от столба, на котором намечено устройство выштрабки, монтируется бетоноукладочный кран, способный перемещаться по вертикали без полной разборки.

Этим краном бетонируют все находящиеся в зоне его действия столбы плотины на заданную высоту и по одному из них (на котором намечено устройство выштрабку) прокладывают подкрановые пути.

По готовности подкрановых путей башенный кран самоподъемом перемещают на отметку выштрабки в следующем порядке: сначала башню крана с поворотным оголовком опускают на специальную опору и закрепляют расчалками, затем портал крана поднимают вдоль башни на требуемую высоту и устанавливают на подкрановые пути и в заключение башня крана с поворотным оголовком выдвигается и закрепляется в портале на нужной высоте. При выполнении каждой из этих операций ходовые тележки крана разворачивают в нужном для его движения направлении. Операция подъема крана на один ярус (высота его для современных кранов составляет 16-24 м) по опыту продолжается до 14 суток.

Поднятым на выштрабку краном укладывают бетон в смежные столбы до отметки следующей выштрабки, после чего кран перемещают на нее тем же способом.

При бетонировании смежных столбов с новой выштрабки нижележащая выштрабка, как правило, используется для подачи под краны бетона, материалов и конструкций. Ее бетонируют после перемещения с нее всех кранов и транспортных коммуникаций.



Число одновременно работающих на подкрановых путях выштабки кранов определяется требуемыми темпами укладки бетона и лимитируется только ограничениями по безопасности их сближения.

Бетонирование этим способом в настоящее время осуществляется кранами двух типов: башенным краном КБГС-450 грузоподъемностью 10 т при вылете стрелы 38,6 м и краном КБГС-1000М грузоподъемностью 25 т на вылете 40 м. Технические и производственные характеристики их приведены в приложении 8.3.

Доставка бетонной смеси под бетоноукладочные краны с бетонного завода при безэстакадном способе бетонирования производится исключительно автосамосвалами по выштабкам, расположенным в пределах вылета стрелы кранов. Остальные выштабки заполняют бетоном в соответствии с профилем плотины. При этом к каждой используемой для транспорта выштабке на берегах устраивают автодорожные подъезды. Как следствие, бетонные заводы при безэстакадном бетонировании должны располагаться с учетом возможности устройства таких подъездов.

Производство внутриблочных работ при рассматриваемом способе бетонирования в части устройства опалубки, подготовки блоков, укладки и уплотнения бетонной смеси в блоке аналогично бетонированию с бетоноукладочных эстакад. Требования к температурному режиму бетонирования сооружения – более строгие из-за больших перерывов укладки бетона в оставляемых для кранов и транспортных коммуникаций выштабках.

Достоинство рассматриваемого способа заключается в отказе от металлоемких эстакад за счет устройства транспортных коммуникаций по выштабкам плотины. При этом сохраняются многие преимущества краново-эстакадного способа производства работ: возможность установки оптимального количества кранов, относительная простота организации транспортных потоков по сооружению, возможность возведения плотин большой высоты и габаритов при ограниченных характеристиках кранов и относительная свобода в организации стройплощадки. Установкой нужного числа мощных кранов можно достигать весьма высокой объемной интенсивности укладки бетона.

К недостаткам этого способа следует отнести: систематическое исключение из работы значительной части сооружения и в связи с этим снижение высотной интенсивности укладки бетона, ухудшение использования кранов из-за простоя их при перестановках и термонапряженного состояния бетонного массива вследствие длительных перерывов в бетонировании смежных столбов; повышение трудоемкости бетонных работ из-за многократного ремонта кранов и коммуникаций, сложность устройства подъездов к выштабкам плотины.

В результате высотные темпы укладки бетона этим способом ниже чем при бетонировании с эстакад и по сравнению с укладкой кабель-кранами.

Безэстакадный способ бетонирования башенными кранами был впервые применен на Красноярской ГЭС (рис. 7.26). Он детально освещен в [1 и 72]. Но наиболее яркий пример использования его (со всеми достоинствами и недостатками) представляет строительство Саяно-Шушенской ГЭС (рис. 7.27).

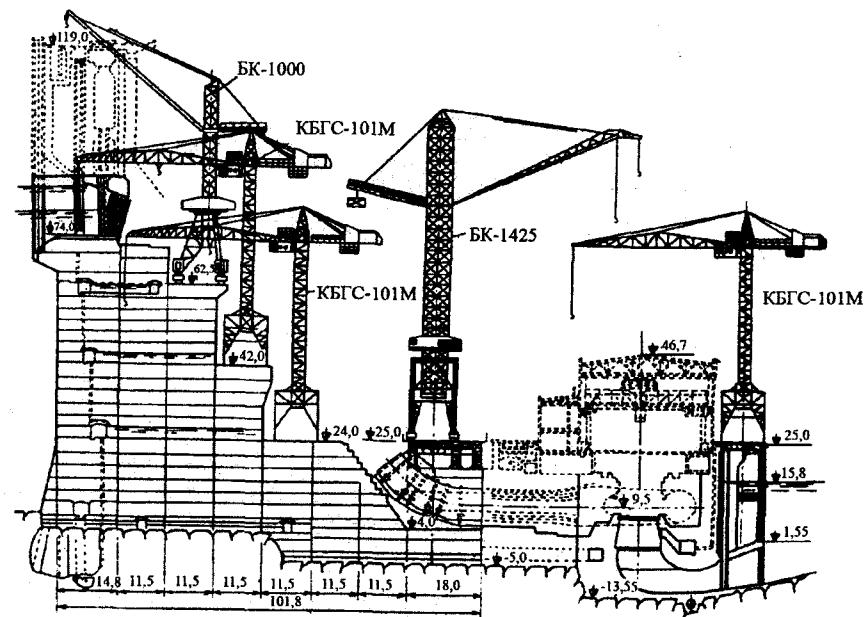


Рис. 7.26. Схема бетонирования стационарной плотины Красноярской ГЭС башенными кранами без эстакад

Створ этого гидроузла расположен в долине реки с крутыми высокими берегами, возвышающимися над уровнем воды на 800-900 м. Ширина долины в пойме реки 360 м, а на отметке гребня плотины 900 м. Основанием сооружений служат крепкие метаморфические кристаллические сланцы.

Район строительства характерен суровым резко континентальным климатом. Среднегодовая температура воздуха + 0,8°C, а наиболее холодного месяца (января) – минус 17,3 при минимальной минус 44°C. Переход через 0°C наблюдается в начале апреля и конце октября.

Плотина гидроузла арочно-гравитационная. Высота ее 242 м, длина по гребню 1066 и ширина по основанию 110 м. Напорная грань плотины – вертикальна и в верхней части описана круговой кривой радиусом 600 м. С нижнего бьефа к плотине примыкает здание ГЭС на 10 агрегатов общей мощностью 6400 МВт. Объем бетона в плотине – 8560 тыс. м<sup>3</sup>, а в целом по гидроузлу 9,73 млн. м<sup>3</sup> (см. рис. 2.9).

Конструктивно плотина состоит из четырех частей: глухих левобережной и правобережной общей длиной 544,8 м, водосбросной – 184,6 м и стационарной про-

тяженностью 331,6 м. В водосбросной части плотины расположены 11 заглубленных водосбросных отверстий размером 5х6 м, оборудованных на выходе сегментными затворами. В станционной части расположены 10 водоприемников с вынесенными на низовую грань напорными водоводами  $\varnothing 7,5$  м.

По длине плотина разделена температурно-усадочными швами на секции шириной по 15 м. Каждая секция разрезана продольными швами на четыре столба длиной 27-32 м. Бетон плотины зонирован: бетон первого столба в зоне переменного горизонта имеет марку 300, В-8, Мрз 200; бетон внутренней зоны – марку 250, В-8, Мрз100, бетон низового клина – 300, В-8, Мрз100; бетон в прискальной зоне и у низовой грани плотины – 250, В-8, Мрз100.

Строительство гидроузла осуществлялось секционированием русла со стеснением его котлованом первой очереди и пропуском расходов реки в последующий период до пуска агрегатов через донные отверстия в водосливной плотине (см. рис. 3.3; 3.4).

Способ бетонирования плотины выбирался из условия укладки в год не менее 2-2,5 млн. м<sup>3</sup> бетона. Наиболее полно этому требованию удовлетворял непрерывно-конвейерный способ. Но, учитывая неудачный опыт Красноярской ГЭС, он был отклонен. Не удовлетворяла поставленному условию и наиболее эффективная для сверхвысокой плотины укладка бетона кабель-кранами – выпускаемые отечественной промышленностью кабель-краны обеспечить нужную производительность не могли. Поэтому проектом была намечена укладка бетона 14 стационарными кранами КБГС-1000, располагавшимися на самоподъемных эстакадах. Эта схема хотя и имела серьезные недостатки (в их числе неудобство работы практически неподвижными кранами, которые могли брать грузы только с определенных точек и не могли подстраховывать друг друга, и потребность в большом числе кранов), но обеспечивала охват всего сооружения и полностью раскрытый фронт бетонных работ (см. рис. 7.11).

В процессе строительства, однако, укладку бетона решено было выполнять по аналогии с Красноярской ГЭС безэстакадным способом с устройством на низовой грани плотины выштрабок для автотранспорта и кранов КБГС-1000А грузоподъемностью 50 т. В отличие от Красноярской ГЭС бетоноукладочные краны, как правило, имели возможность передвигаться по общим путям, которые укладывались по забетонированным столбам. Вдоль путей устраивались автодорожные проезды. Такие транспортные магистрали были организованы на пяти отметках плотины. Вследствие этого значительная часть фронта укладки бетона из работ исключалась, а на отметках водоприемников он сужался до предела (рис. 7.27).

Бетонный завод непрерывного действия состоял из двух параллельных технологических линий производительностью по 150 м<sup>3</sup>/час каждая и располагался в нижнем бьефе плотины. Бетонная смесь от завода до кранов транспортировалась автобетоновозами (реконструированными из серийных автосамосвалов БелАЗ-540А) по проложенным на бортах каньона к выштрабкам плотины открытым дорогам и транспортным тоннелям.

Подача бетонной смеси в блоки производилась опрокидными бадьями емкостью 8 м<sup>3</sup>, а укладка – слоями 0,5-1,0 м без разравнивания. Уплотнение ее осуществлялось специальными машинами, оснащенными четырьмя вибраторами ИВ-90, укладываемыми до 600 м<sup>3</sup> бетона в смену (рис. 7.28).

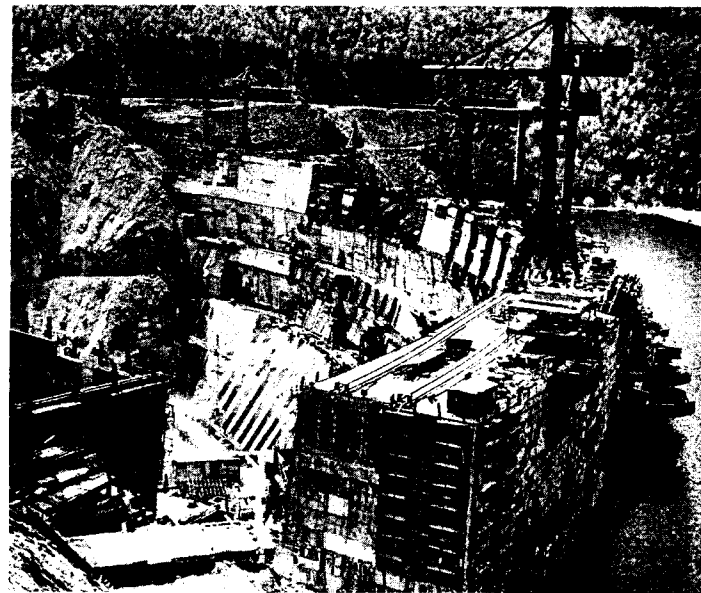


Рис. 7.27. Бетонирование Саяно-Шушенской ГЭС кранами КБГС-1000 без эстакад

Подготовка блоков включала удаление с бетонной поверхности цементной пленки и мусора, промывку напорной водой и продувку сжатым воздухом и производилась стандартными методами. Межсекционные и межстолбчатые швы плотины оснащались цементационной арматурой и после охлаждения бетона водой до 70°С по заложенным в бетонном массиве трубам цементировались.

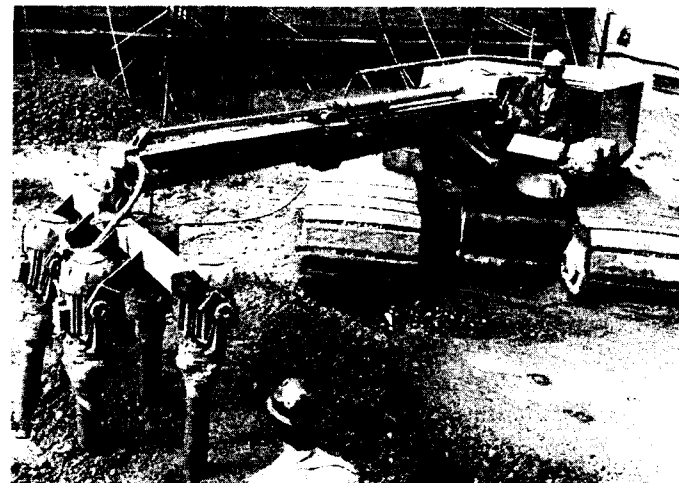


Рис. 7.28. Уплотнение бетонной смеси в блоке Саяно-Шушенской плотины манипулятором с пакетом вибраторов ИВ-90

Опалубка блоков выполнялась преимущественно из крупногабаритных двух-русных консольных щитов 3x15,8 м, утепленных зимой пенопластом ФРП. Распалубленные в зимнее время вертикальные поверхности межсекционных и межстолбчатых швов утеплялись плоскими щитами из поропласта ФРП-1 толщиной 5-8 см, крепившимися к выступающим из бетона анкерам для консольной опалубки.

Для предупреждения трещинообразования в бетоне между снятием опалубки и утеплением бетонной поверхности ограничивалось 2-4 часами. Бетонная поверхность верхней грани плотины при распалубке с морозным воздухом не соприкасалась, так как листы утеплителя нашивались на опалубку из блока и после снятия опалубочных щитов оставались на бетоне.

Для тепловой защиты горизонтальной поверхности столбчатых блоков применялся самоподъемный контурный шатер с телескопическими опорами, оснащенный сварочным оборудованием, паро- и электрокалориферами, электроосвещением и постоянными коммуникациями для подачи пара, сжатого воздуха и электроэнергии. Наличие в его покрытии люков для подачи бетонной смеси и оснащенных гидроцилиндрами 8 телескопических опор, площадь которых обеспечивала передачу допускаемого на свежее уложенный бетон давления, позволяли вести в нем непрерывную укладку бетона на любую высоту (см. рис. 8.7 и 8.8).

Укладка бетона в плотину по проекту предусматривалась блоками высотой 1,5 м в основании и 3,0 м в остальной части массива, что обеспечивало требуемый температурный режим в сооружении. Однако в целях ускорения возведения и ввода сооружения в эксплуатацию на строительстве широко применялась укладка бетона блоками высотой до 24 м. Причем в предпусковой год лишь 20% блоков имели проектную 3-метровую высоту. Больше же половины их бетонировались высотой более 9 м.

При бетонировании высокими блоками опалубка выполнялась из двухконсольных щитов и к началу укладки бетона устанавливалась на высоту 6 м. По мере бетонирования второго 3-метрового яруса она выставлялась на высоту следующего яруса и т.д. Новые щиты при этом устанавливались во время обеденных перерывов, пересменок и т.п. В результате установка их не влияла на темп укладки бетона в блок. Располагавшийся зимой внутри блока самоподъемный шатер наращиванию опалубки не мешал.

Бетонирование высокими блоками снижало трудозатраты на бетонных работах в 1,5 раза, но одновременно повышало температуру разогрева бетонного массива до 35-40 °С. В результате перепады температур между ядром массива и его гранями (особенно зимой) достигали 30-40 °С и вызывали неизбежное трещинообразование. Кроме того до 30% блоков при этом укладывалось на жесткое основание набравшего прочность бетона, что еще больше осложняло термонапряженное состояние сооружения [72]. *Итогом грубого нарушения температурного режима плотины стало появление в сооружении более 6000 разного рода температурных трещин.*

Несмотря на интенсификацию укладки бетона технологическими методами, продолжительность бетонирования плотины превысила намеченную проектом в 1,6 раза, а темп роста ее по высоте составил всего 1,5 м/мес. Лишь на отдельных этапах строительства он достигал 3-3,5 м/мес. По мнению руководителей строительства эти темпы для безэстакадной укладки бетона следует считать предельными. Принимая во внимание, что в аналогичных условиях на Красноярской ГЭС они были еще ниже, строители, по-видимому, недалеко от истины.

#### 7.2.4. Послойное бетонирование плотин с уплотнением вибрированием

Отличительными признаками этого способа являются: укладка бетонной смеси низкими (высотой 0,7-1,0 м) блоками сразу по всей площади плотины, равномерное наращивание сооружения по высоте, выполнение большей части деформационных швов после укладки бетона, отказ от трубного охлаждения и производство работ только при положительных температурах.

Приготовление и транспорт бетона от бетонного завода до плотины при этом способе не отличаются от общепринятой при возведении массивных плотин технологии. Для приготовления бетонной смеси используются холодная вода и охлажденные (при необходимости) заполнители, что обеспечивает выдачу бетонной смеси с нужной начальной температурой.

Вертикальное и горизонтальное перемещение бетона к месту укладки в пределах плотины могут осуществляться разными средствами и определяется главным образом особенностями сооружения и топографией створа. Для этих целей может быть использован как один механизм, так и комплекс механизмов, удовлетворяющих требованию подачи бетонной смеси в любую точку сооружения. На практике применялись несколько схем перемещения бетона в пределах плотины:

радиальными кабель-кранами до места укладки (плотина Кваира делла Миньера),

сочетание транспорта по вертикали каким-либо краном с перевозкой по бетонному ярусу автосамосвалами (рис. 7.29).

сочетание перемещения бетона по вертикали фуникулером или бремсбергом с горизонтальным перемещением автосамосвалами (рис. 7.30).

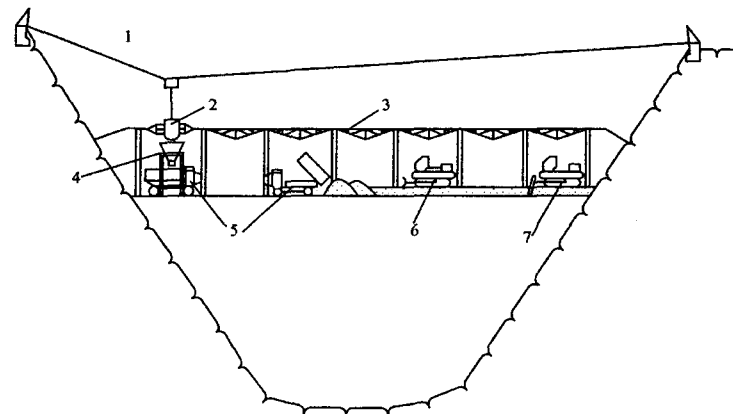


Рис. 7.29. Схема бетонирования плотины Кировского гидроузла на реке Талас:

1 - стационарный кабель-кран г/п 10 т, 2 - бадья емкостью 3,2 м<sup>3</sup>, 3 - самоподъемный шатер, 4 - перегрузочный передвижной бункер, 5 - автосамосвалы, 6 - электробульдозер, 7 - электротрактор с пакетом вибраторов ИВ-34

В первых двух схемах (как и в ранее рассмотренных способах бетонирования) темп укладки бетона ограничен производительностью кранов, а в последней определяется преимущественно возможностью укладки бетонной смеси в блоке. При использовании современных внутриблочных механизмов он может быть более высоким.

Перемещение бетонной смеси по ярусу осуществляется, как правило, переоборудованными для этой цели серийными автосамосвалами с кузовом емкостью до 6-8 м<sup>3</sup>. Разравнивание производится обычными бульдозерами слоем несколько большей высоты блока, а уплотнение сразу всего слоя – пакетами тяжелых вибраторов на тракторах или манипуляторах.

Укладка бетона ведется без перерывов от бьефа до бьефа и от берега до берега, так как продольные строительные швы отсутствуют, а межсекционные швы либо нарезают через 12-18 м специальной машиной в свежеложенном бетоне, либо создают несъемными железобетонными плитами в процессе бетонирования. Однако для более точной фиксации положения и качественного уплотнения осадочных швов плотину рекомендуется разделять опалубливаемыми швами на секции-массивы длиной около 100 м. Это позволяет не снижать темпов укладки бетона даже при задержках с бетонированием сложных и трудоемких зон сооружения.

Подготовку блоков при этом способе ограничивают промывкой напорной водой и продувкой сжатым воздухом, а для формирования верховой и низовой граней плотины используют консольную или бетонную опалубку из панелей и бетонных блоков.

Требуемый по условиям трещиностойкости температурный режим сооружения при послойном бетонировании, как показала практика, вполне обеспечивается зональной укладкой бетона, интенсивным поверхностным охлаждением невысоких блоков водой и естественным рассеиванием тепла экзотермии в перерывах между укладкой смежных ярусов. Обязательным требованием при этом является равномерность бетонирования плотины по высоте, обеспечивающая благоприятное термонапряженное состояние бетонного массива.

Укладка бетона послойным способом обладает многими достоинствами и в благоприятных створах весьма эффективна. Этот способ позволяет наиболее полно использовать фронт бетонных работ, уменьшить объем опалубки и затраты на ее установку, создать наилучшие условия для работы внутриблочной механизации и благоприятный режим для твердения бетона, повысить монолитность сооружения. Однако применение его при перемещении бетона на ярусе автотранспортом ограничивается преимущественно массивными простыми по конструкции плотинами.

Рассмотренный способ был разработан и впервые применен при строительстве плотины Альпе Джера в Италии. Он привлек внимание прежде всего возможностью подачи бетона непосредственно в бетонлируемый блок автотранспортом и ограниченном влиянием кранов на процесс бетонирования. Однако последующее возведение

этим способом плотины Кваира делла Миньера раскрыло значительно более широкие перспективы его использования в плотиностроении.

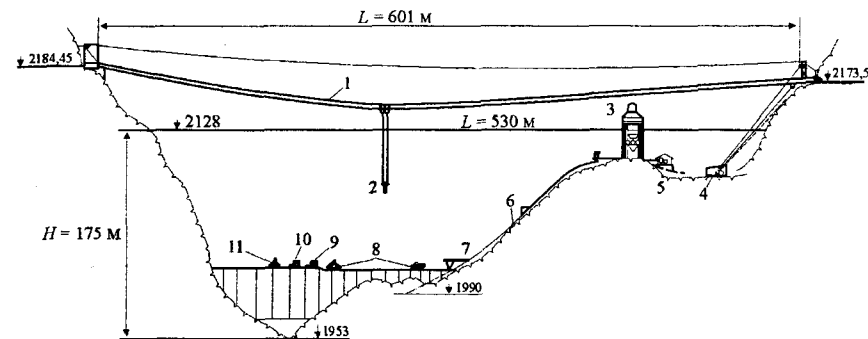


Рис. 7.30. Схема послойного бетонирования плотины Альпе Джера в Италии:

1 – кабель-кран г/п 20 т, 2 – бадья емкостью 6 м<sup>3</sup>, 3 – бетонный завод, 4 – машинное отделение кабель-крана, 5 – машинное отделение бремсберга, 6 – две нитки бремс-берга, 7 – узел перегрузки, 8 – автосамосвал 15 т, 9 – бульдозер, 10 – трактор с пакетом вибраторов, 11 – машина для нарезки швов

Плотина Альпе Джера – гравитационная высотой 175 м, шириной по основанию 110 м, длиной по гребню 530 м имеет объем бетона 1713 тыс.м<sup>3</sup> и предназначена для сезонного регулирования стока рек Кормор и Шершен. По длине она разрезана деформационными швами на секции шириной 12,17 м. Напорная грань ее защищена сплошным металлическим экраном толщиной 3 мм, за которым устроен вертикальный дренаж и расположены 10 смотровых галерей, 3 из которых находятся в центре бетонного массива. На гребне плотины выполнен трехпролетный поверхностный водосброс, а в теле проходит напорный водовод к зданию ГЭС.

Укладка бетона в плотину производилась по следующей схеме. Бетонная смесь по двум ниткам бремсберга в тележках емкостью 6 м<sup>3</sup> подавалась с расположенного на левом берегу бетонного завода производительностью 350 м<sup>3</sup>/ч к располагавшемуся на бетонлируемом ярусе плотины перегрузочному бункеру объемом 12 м<sup>3</sup>. Из бункера она перегружалась в 6-кубовые автосамосвалы и транспортировалась в блок. Укладка бетона в блоке производилась слоями 70 см по всей поверхности плотины (от бьефа до бьефа и от берега до берега). Разравнивание смеси выполнялось бульдозерами слоями толщиной 80 см, а уплотнение – пакетами из четырех вибраторов, смонтированными на тракторах. Спустя несколько часов в свежеложенном бетоне специальной самоходной установкой с виброножом длиной 3 м и высотой 1 м нарезались межсекционные швы.

Опалубкой при укладке бетона служили: с верхнего бьефа – металлический экран, монтаж которого производился стационарным кабель-краном грузоподъемностью 20 т, а с нижнего бьефа – металлическая консольная опалубка. Этим же кабель-краном осуществлялась укладка бетона бадьями емкостью 6 м<sup>3</sup> в верхнюю часть плотины объемом 150 тыс. м<sup>3</sup>. Для подачи на плотину дренажных труб, горючего, смазочных и прочих материалов с нижнего бьефа в 2-х метрах от основного кабель-крана был смонтирован вспомогательный неподвижный кабель-кран грузоподъемностью 2 т.

Подготовка блоков включала тщательную промывку поверхности бетона водой и продувку сжатым воздухом. Искусственного охлаждения уложенного бетона не потребовалось вследствие интенсивного рассеяния тепла при естественном охлаждении 70 см блоков.

В итоге бетонирование плотины было выполнено за 20 рабочих и 38 календарных месяцев с интенсивностью 8,75 м/мес. при среднемесячной укладке бетона 86,6 тыс.м<sup>3</sup> и максимальной – 147 тыс. м<sup>3</sup>.

Бетонирование плотины Кваира делла Миньера тем же способом выполнялось по несколько другой схеме. Плотина – гравитационная высотой 85,3 м, имеет ширину по основанию 58 м и длину по гребню 464 м. Объем бетона в ней 610 тыс. м<sup>3</sup>. По длине плотина разделялась опалубливаемыми деформационно-осадочными швами на секции-массивы длиной около 100 м, которые были разрезаны температурными швами на 26 секций по 18 м. Водонепроницаемость швов обеспечивалась расположенными со стороны верховой грани уплотняющими листами, защищенными вкладышами-нащельниками. Плотина имеет систему дренажных устройств из вертикальных каналов 40 см с шагом 3 м, одну по периметру и три продольные галереи вдоль верховой грани, поверхностный водослив на гребне, донный водосброс и донный водовыпуск для опорожнения водохранилища.

Бетонная смесь готовилась на бетонном заводе производительностью 180 м<sup>3</sup> бетона в час. От бетонного завода она силовыми емкостью 6 м<sup>3</sup> доставлялась по железной дороге нормальной колеи к перегрузочному узлу двух 20-тонных радиальных кабель-кранов, где перегружалась в бадьи и подавалась кранами к месту укладки.

Укладка бетона в блоке велась горизонтальными слоями толщиной 70 см и длиной около 100 м между опалубливаемыми швами секций-массивов. Разравнивание бетонной смеси производилось бульдозерами, а уплотнение – пакетами из четырех высокочастотных вибраторов, смонтированных на базе гусеничных экскаваторов. Строительные швы в секциях-массивах нарезались такой же, как и на Альпе Джера специальной машиной с виброножом через несколько часов после укладки бетона. Искусственного охлаждения бетонной кладки не производилось.

Верховая и низовая грани плотины формировались металлической консольной опалубкой высотой 2,5 м и обеспечивали укладку четырех слоев бетона. Подготовка к укладке бетона ограничивалась промывкой и продувкой бетонной поверхности блока.

В результате плотина была забетонирована за два летних сезона (11 месяцев) с интенсивностью 7,7 м в месяц, при среднемесячной укладке 55,5 тыс.м<sup>3</sup> бетона и максимальной – 84 тыс. м<sup>3</sup> в месяц.

### 7.2.5. Послойное бетонирование плотин с уплотнением укаткой

Рассматриваемый способ возведения высоких плотин представляет логическое развитие предыдущего. Основными принципами его являются: использование малоцементных сверхжестких бетонных смесей, непрерывная укладка бетона по всей площади плотины без температурных швов, бетонирование сооружения по высоте с минимальными перерывами, применение серийного строительного оборудования для возведения грунтовых плотин при распределении и уплотнении бетонной смеси.

Основу этого способа составляет возведение плотин из сверхжестких с малым содержанием вяжущего бетонных смесей. Укладка такого бетона относительно тонкими слоями обеспечивает возможность работы на свежем уложенном бетоне тяжелых высокопроизводительных строительных механизмов и требуемый температурный режим бетонного массива без каких-либо дополнительных мероприятий по охлаждению его.

Содержание цемента в сверхжестких бетонных смесях для внутренних зон сооружения по массе составляет примерно 5-7%. В японской практике его принимают около 120 кг/м<sup>3</sup> бетона, из которых 20-30% составляют добавки золы-уноса. В американском плотиностроении оно почти вдвое ниже (на плотине Уиллоу Крик общее содержание вяжущего в бетоне составляло 66 кг/м<sup>3</sup>, а цемента всего 47 кг/м<sup>3</sup>). Повышения содержания вяжущего в бетоне при необходимости достигают преимущественно за счет увеличения добавки золы-уноса (на плотине Аппер Стиллоутер, например, при содержании вяжущего 190 кг/м<sup>3</sup> расход цемента составлял 59 кг/м<sup>3</sup>).

Сверхжесткую бетонную смесь приготавливают на стандартных бетонных заводах с бетономешалками принудительного действия. При использовании обычных бетономешалок продолжительность перемешивания увеличивают. Заполнители для приготовления сверхжестких бетонов ограничивают крупностью 76 мм. Подогрев и охлаждение заполнителей не применяются. В условиях отсутствия ограничений интенсивности укладки бетона бетонные заводы в сочетании с транспортом бетонной смеси до рабочего яруса плотины по существу определяют темп возведения сооружения. Производительность их рекомендуется принимать из условия выдачи 300-500 м<sup>3</sup> бетона в час для строительства плотин объемом 500 тыс. м<sup>3</sup> за один летний сезон [0.13].

Бетонную смесь от бетонного завода до верхних отметок плотины транспортируют: автосамосвалами или железной дорогой, а в раздаточный бункер на рабочем ярусе – кабель-кранами, бремсбергами или по трубам большого диаметра. При этом, однако, производительность вертикального транспорта может ограничивать темп возведения сооружения. Поэтому для достижения более высоких темпов бетонирования плотин доставку бетонной смеси с завода необходимо осуществлять непосредственно на рабочий ярус (до раздаточного бункера) либо автосамосвалами с устройством по аналогии с грунтовыми плотинами временных автодорожных подъездов на промежуточные отметки сооружения, либо ленточными конвейерами.

Укладка укатанного бетона в плотину может производиться по одной из двух технологий: японской или американской.

Для японской технологии характерны (рис. 7.31):

укладка во внутренние зоны плотин бетонов с высоким содержанием вяжущего;



Рис. 7.31. Возведение плотины Томагава в Японии из укатанного бетона

выполнение через 15-18 м межсекционных температурных швов путем нарезки специальной машиной с устройством по напорной грани вертикальных противофильтрационных шпонок;

бетонирование блоками высотой 50-75 см из 2-3 слоев по 25-35 см с уплотнением сразу на всю высоту блока;

длительные перерывы между укладкой смежных ярусов, ограничивающие экзотермический разогрев массива;

традиционная трудоемкая подготовка блока к бетонированию.

В результате возможности укатанных бетонов используются неполностью, а темпы бетонирования мало отличаются от возведения плотин из вибрированного бетона [0.14].

Для американской же технологии характерны приемы работ, создающие благоприятные условия для максимального использования возможностей нового метода:

укладка бетона слоями толщиной 30-40 см с минимальными перерывами;

стремление к непрерывному бетонированию сооружения по высоте;

ограничение до минимума количества температурных швов;

максимальное упрощение подготовки горизонтальных поверхностей блоков;

обеспечение температурного режима плотины без перерывов в укладке бетона.

Плотина при бетонировании по американской технологии разрезается по длине через каждые 90 м деформационными швами на блоки-секции с установкой в них противофильтрационных шпонок. (Первые забетонированные рассмотренным методом плотины Уиллоу Крик, Гейсвилл и Аппер

Стиллоутер такой разрезки не имели и в них наблюдались поперечные к оси сооружений температурные трещины). Кроме исключения подобного трещинообразования эта мера, как считают американские специалисты, позволяет вести бетонирование в дневное время и в жаркий период года.

Важнейшей проблемой бетонирования плотин с уплотнением бетона укаткой является обеспечение водонепроницаемости горизонтальных швов. При американской технологии эта задача решается одним из следующих способов (рис. 7.32):

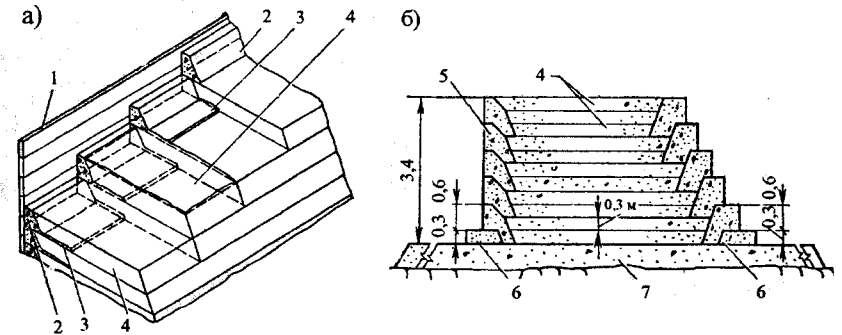


Рис. 7.32. Схема укладки бетона с уплотнением укаткой по американской технологии:

а – бетонирование верховой грани с опалубкой из железобетонных плит; б – бетонирование с бордюрами: 1 – железобетонные плиты, 2 – защитная оболочка из обычного бетона, 3 – подстилающий слой из обычной бетонной смеси, 4 – укатанный бетон, 5 – бордюры из обычного бетона, 6 – направляющие полосы, 7 – бетонная подушка

повышением водонепроницаемости швов посредством ограничения продолжительности воздействия внешней среды на поверхность шва 200-260 С-ч (градусо-часами), что обеспечивает хорошую связь между слоями, но означает практически непрерывное бетонирование плотины;

укладкой в зоне напорной грани на ширине 2,5-3,0 м вибрированного бетона на подстилающий слой раствора или жирного бетона;

устройством на напорной грани экрана из железобетонных панелей с укладкой за ним полосы вибрированного бетона шириной не менее 0,9 м, а затем на ширине 1,2 м – укатанного бетона на слой раствора или жирного бетона толщиной 2,5 или 7,5 см;

бетонированием защитных монолитных зон со стороны верховой и нижней граней в скользящей опалубке с помощью бордюроформирующих машин; увеличением в укатываемом бетоне содержания вяжущего.

Наиболее приемлемым для отечественных условий представляется решение этой проблемы методом, использованным при бетонировании плотины Винчестер в США. Напорная грань ее выполнялась из железобетонных панелей с поливинилхлоридной облицовкой с внутренней стороны. Герметизация межпанельных швов обеспечивалась креплением к панелям горячим способом поливинилхлоридных полос. В примыкании к железобетонным панелям укладывалась обычная бетонная смесь одинаковым по толщине с укатанным бетоном слоем, уплотнявшаяся глубинными вибраторами. Укладка укатанного и вибрированного бетона производилось одновременно (на практике укладка бетона во внутреннюю и наружную зоны допускается в любой последовательности).

Низовая грань плотины при укладке укатанных бетонов может выполняться как в опалубке, так и без нее. В качестве опалубки обычно применяют консольную, а бетонирование без опалубки выполняют ступенями. Одновременно с укладкой бетона у низовой грани плотины обычно устраивают горизонтальные дрены из гравийной отсыпки на толщину слоя укатываемого бетона, располагаемые в шахматном порядке по высоте. Вертикальный дренаж у верховой грани выполняют бурением скважин из галерей после возведения плотины.

Способ подготовки горизонтальных швов к укладке укатываемого бетона определяется продолжительностью перерыва между бетонированием смежных слоев:

при перерывах укладки менее 18 часов швы не требуют специальной подготовки,

при перерывах 18-48 часов – с поверхности шва удаляют разрушенный бетон, при перерывах более 48 часов – дополнительно требуется укладка на поверхность бетона подстилающего слоя раствора.

Бетонирование плотин из укатанного бетона ведется, как правило, с одного берега в одном направлении с укладкой бетона от верхнего бьефа к нижнему полосами шириной около 10 м.

Перевозку бетонной смеси от перегрузочного бункера по рабочему ярусу обычно осуществляют автосамосвалами или колесными скреперами. Доставленную на место укладки бетонную смесь разравнивают бульдозерами, фронтальными ковшовыми погрузчиками, грейдерами или специальными распределителями смеси слоями толщиной 0,3-0,4 м (считается возможным увеличение толщины слоя до 0,65 м) и уплотняют виброкатками весом 9-10 т (обычно за 4 прохода), до плотности бетона 2350-2460 кг/м<sup>3</sup>. Производительность применяемых на уплотнении укатываемого бетона виброкатков составляет от 260 до 750 м<sup>3</sup>/ч. Уход за уложенным бетоном ограничивается поливом водой в течение 7 дней.

Нужный температурный режим плотины при укладке бетона укаткой обеспечивают:

укладкой бетона весной и летом при низких температурах (вечером и ночью),

охлаждением бетонной смеси без охлаждения заполнителей, поливом уложенного бетона водой при перерывах в укладке более 48 часов,

возможно более равномерным (непрерывным) бетонированием плотины по высоте,

снижением максимального подъема температур в массиве плотины зонированием бетона и ограничением перепада между максимальной и стабильной температурой сооружения не более 11-16,6°С.

Возведение плотин из укатанного бетона позволяет на 20-50% снизить стоимость сооружения, сократить сроки строительства по сравнению с плотинами из местных материалов в 1,5-3 раза, а по сравнению с плотинами из вибрированного бетона на 25-50%; уменьшить расход цемента в 1,5-2 раза, резко снизить трудозатраты и увеличить выработку на укладке бетона.

На строительстве плотины Уиллоу-Крик в США, например, выработка на 1 рабочего (без трудозатрат на подготовку основания и заготовку заполнителей бетона) составила 37,7 м<sup>3</sup> в день [0.4; 0.13; 0.14; 0.16].

Существенным недостатком возведения плотин из укатанных бетонов является возможность реализации преимуществ этого метода в полном объеме только на простых (без водоприемников, водоводов и других усложняющих конструктивных элементов) сооружениях, возможных лишь при компоновке их по принципу гидроузлов с плотинами из местных материалов. При комбинированном же использовании в сооружении укатанного бетона с вибрированным эффективностью рассмотренного способа (особенно в части снижения трудозатрат и повышения темпов бетонирования) резко падает.

Одной из первых плотин из укатанного бетона была Уиллоу-Крик в США высотой 51,5 м, длиной по гребню 543 м с объемом бетона 331 тыс.м<sup>3</sup>, построенная в районе со средней годовой температурой +11,4°С и средней температурой самого холодного месяца +3,9°С. Плотина не имела дренажа, температурных швов и от бьефа до бьефа выполнялась из бетона с уплотнением укаткой.

Для приготовления бетонной смеси при строительстве ее использовался бетонный завод производительностью 327 м<sup>3</sup>/ч с обычными бетономешалками. В качестве заполнителя для бетона применялся дробленый базальт с добавкой до 35% песчано-гравийной смеси из вскрыши базальтового карьера без сортировки и промывки. Содержание цемента в бетоне внешних зон (у напорной и водосливной граней) шириной 2,5-3,0 м составляло 104 кг/м<sup>3</sup>, а в бетоне внутренней зоны – 47 кг/м<sup>3</sup> + 19 кг/м<sup>3</sup> золы-уноса. Укладка бетона велась в весенне-летний период.



Напорная грань плотины формировалась из сборных железобетонных панелей размером 488x122x8,9 см, крепившимися к бетону с помощью горизонтальных анкеров аналогично двухъярусной консольной опалубке. Низовая грань бетонировалась ступенями без опалубки.

Транспортирование и раскладка бетонной смеси производилась скреперами емкостью 12 м<sup>3</sup>. Перед уплотнением бетонная смесь дополнительно разравнивалась бульдозером слоями толщиной 24-34 см, после чего уплотнялась виброкатком за 4 прохода. Перекрытие блоков производилось через 6-38 часов.

Горизонтальные швы какой-либо обработке не подвергались, но при перерывах более 320<sup>0</sup>С-час. на бетонное основание укладывался подстилающий слой бетона толщиной 8 см с максимальным размером заполнителя 36 мм и большим содержанием цемента. Такой же бетон укладывался в контактную со скалой зону.

Интенсивность бетонирования по зонам сооружения составила: в нижней части плотины – один ярус в течение двух и более суток, в середине плотины – один слой в сутки и у гребня – до трех слоев в сутки. Средние темпы укладки бетона составили: в час 100-150 м<sup>3</sup>, в сутки 2500-3000 м<sup>3</sup> и в месяц 50-70 тыс. м<sup>3</sup>. При значительном экономическом эффекте и снижении трудозатрат темп возведения плотины по высоте составил – 10,4 м/мес., что много ниже максимально достигнутых темпов бетонирования плотин такого объема традиционными методами.

Другой плотиной, возведенной в 1986-87 г.г. с уплотнением бетона укаткой и оказавшей определенное влияние на становление новой технологии производства бетонных работ, была американская плотина Аппер Стиллоутер на р. Рон Крик высотой 89,6, шириной по основанию 55 и длиной по гребню 814 м с объемом бетона 1172 тыс. м<sup>3</sup>. Плотина имела поверхностный водосброс пролетом 183 м со ступенчатой водосливной поверхностью, вертикальный дренаж у напорной грани и защитные монолитные зоны с верхнего и нижнего бьефа. От намечавшейся в проекте разрезки ее на секции шириной 30 м в процессе строительства отказались как от неэффективной. Строительство ее осуществлялось в районе со среднегодовой температурой +2,2<sup>0</sup>С и продолжительностью теплого сезона 6 месяцев.

Для приготовления бетона был построен бетонный завод производительностью 575 м<sup>3</sup>/ч. Укачиваемая бетонная смесь при крупности заполнителя до 80 мм содержала 189 кг/м<sup>3</sup> вяжущего, из которого 130 кг/м<sup>3</sup> было замещено золой-уносом. В наружных и прискальной зонах содержание вяжущего увеличивалось и на 50% состояло из цемента и на 50% из золы-уноса, подвижность бетона по осадке конуса составляла 0,6 см.

Монолитные защитные оболочки плотины бетонировались в скользящей опалубке с помощью бетоноукладчика, в качестве которого использовалась серийная бордюроформирующая машина. Высота бетонированного бордюра составляли 1,65 м при ширине 1,52 м. Открытые грани оболочки до укладки бетона в плотину увлажнялись, а для улучшения связи между смежными слоями покрывались мастикой на основе синтетической смолы.

Укатанный бетон внутренней зоны плотины укладывался после бетонирования бордюра аналогично плотине Уиллоу-Крик – слоями толщиной около 30 см с подачей бетонной смеси в блок скреперами, разравниванием бульдозерами и уплотнением виброкатками.

В целях обеспечения заданного температурного режима укладку бетона производили в весенне-летний период только в вечерние и ночные часы при наиболее низких положительных температурах. Низкую температуру заполнителей обеспечивали

заготовкой их в зимний период. Уложенный бетон увлажняли, а при перерывах в бетонировании более 48 часов и высоких температурах наружного воздуха укрывали тканью и поливали водой.

Среднемесячная интенсивность бетонирования плотины составила по высоте 14,6 м/мес. при объемной 178,5 тыс.м<sup>3</sup>/мес, а максимальная суточная укладка бетона достигала 8414 м<sup>3</sup>/сут. [0.4; 0.13; 0.16].

## 7.2.6. Бетонирование плотин конвейерами

Методы бетонирования плотин кранами, число которых на сооружении строго ограничено его габаритами, часто не отвечают современным требованиям к интенсивности бетонных работ. При строительстве плотины Гранд Кули с объемом бетона 8,1 млн.м<sup>3</sup> в США еще в 30-х годах прошлого века практически был достигнут потолок физической интенсивности укладки бетона кранами в объеме 410 тыс.м<sup>3</sup> в месяц и 2,7 млн.м<sup>3</sup> в год. На последующих сооружениях с объемами бетона 4,0–9,0 млн.м<sup>3</sup> (Саяно-Шушенской, Гранд Диксанс, Дворжак, Шаста, Красноярской, Братской ГЭС) максимальная месячная интенсивность бетонирования составляла немногим более 200 тыс.м<sup>3</sup> в месяц. Только в 80-х годах на строительстве плотины Итайпу в Бразилии с объемом бетона 8440 тыс.м<sup>3</sup> она приблизилась к достигнутому на Гранд Кули уровню и составила 338 тыс. м<sup>3</sup> в месяц. Дальнейшее повышение интенсивности укладки бетона в гидросооружения может быть достигнуто лишь при замене крановой подачи бетона в блок более производительными средствами.

Одним из способов решения этой проблемы является многократно проверенная на строительстве отечественных и зарубежных ГЭС технология укладки бетона ленточными конвейерами. Применение ее обеспечивает по сравнению с крановыми методами бетонирования, кроме достижения более высоких темпов бетонных работ, возможность сокращения трудозатрат в 1,5-2 раза, снижения стоимости укладки бетона на 20-25% и комплексной механизации всего технологического процесса производства работ.

Производительность укладки бетона одной ниткой конвейеров с лентой шириной 1000 мм по опыту отечественной практики составляет около 100 м<sup>3</sup> в час, а зарубежной (при ширине ленты 750-900 мм) – 120-200 м<sup>3</sup>/ч; дальность перемещения бетонной смеси, соответственно, 1,0 и 1,5-2,0 км; интенсивность укладки бетонной смеси в блок (по высоте) до 0,6 м в час.

Комплекс механизмов и оборудования при бетонировании конвейерами включает:

бетонные заводы непрерывного действия (при использовании заводов циклического действия устанавливают регулирующие бункера выдачи бетонной смеси);

стационарные и передвижные конвейерные линии с бункерами, воронками, натяжными устройствами, сбрасывающими тележками и приспособлениями;

эстакады, галереи и передвижные (катучие) мосты для прокладки конвейеров;

оборудование и обслуживающие устройства, обеспечивающие нормальные условия для бетонирования при отрицательных температурах.

Конвейерные линии при бетонировании гидросооружений состоят из (рис. 7.33; 7.34):

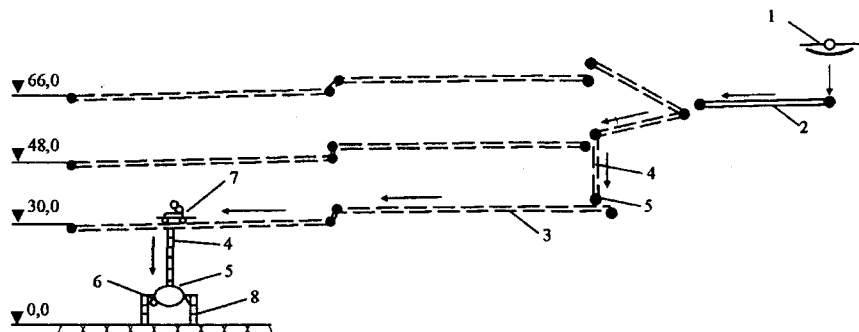


Рис. 7.33. Схема укладки бетона ленточными конвейерами на Красноярской ГЭС (проект):

1 – бетоносмесительное отделение, 2 – береговой конвейер, 3 – магистральные конвейеры, 4 – вертикальный бетоновод, 5 – затвор-питатель, 6 – бетоноукладчик, 7 – сбрасыватель, 8 – сарай над блоком бетонирования

магистральных конвейеров для перемещения бетона от завода до сооружения,

распределительных конвейеров для перемещения бетонной смеси по сооружению в плане и по ярусам,

поперечно-раздаточных конвейеров для подачи смеси непосредственно в блок.

Магистральные конвейерные линии устанавливают на поверхности земли, в специальных галереях под землей или на эстакадах высотой до 30-40 м. Они оборудуются стационарными конвейерами длиной 200-300 м с лентой шириной 800-1000 мм и могут иметь до 9-10 перегрузочных узлов. Скорость движения их ленты, как правило, не превышает 1,0 м/с. Расход металла на магистральные эстакады составляет около 0,9 кг/м<sup>3</sup> укладываемого бетона. В США эти конвейеры устанавливают, как правило, в две нитки (с резервом).

Распределительные конвейеры выполняют с лентой 600-800 мм и устанавливают на деревянных, металлических или железобетонных эстакадах предпочтительно на командной высоте. В зимнее время их закрывают временными галереями или шатрами, не препятствующими контролю за качеством бетонной смеси и перегрузке на раздаточные конвейеры или подаче непосредственно в блок по трубам и хоботам, подвешиваемым к галереям по бокам конвейера. На каждую линию хоботов обычно отводят полосу шириной 4 м, а на хобот – площадь 10-16 м<sup>2</sup>. Бетонную смесь при этом сбрасывают с высоты до 22 м при высоте бетонируемых блоков до 15-18 м. С ростом сооружения эти конвейеры переставляют по высоте.

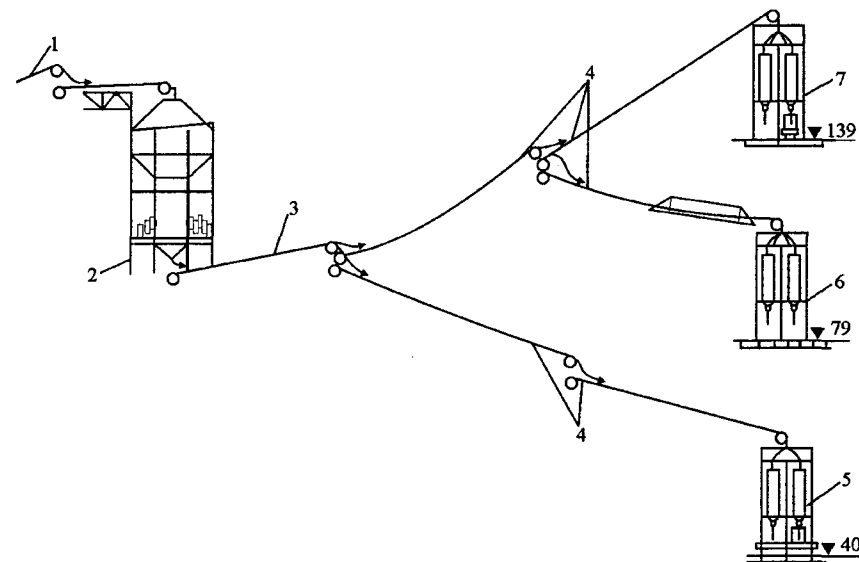


Рис. 7.34. Схема конвейерных линий на строительстве плотины Фонтана в США: 1 – конвейер для заполнителей, 2 – бетонный завод, 3 – конвейер с лентой 1070 мм, 4 – конвейер с лентой 960 мм, 5 – бункера бетонной смеси здания ГЭС, 6 и 7 – бункеры бетонной смеси плотины на низкой и высокой эстакадах

Раздаточные конвейеры имеют, как правило, ленту шириной 500 мм и устанавливаются в бетонируемом блоке под углом 90° к распределительным конвейерам стационарно (на 15 м блока обычно устанавливают 2 конвейера), на передвижных армофермах или катучих мостах. В последнем случае их выполняют, как правило, реверсивными с двумя приводными станциями. В зимнее время эти конвейеры защищают временными галереями или кожухами.

Бетон с конвейеров подают в блок с высоты 8-10 м через подвешенные к фермам металлические секционные хоботы. Подачу бетонной смеси с ленты производят косыми ножами (плужками) или сбрасывающими тележками

ми. Оптимальную скорость движения ленты на таких конвейерах нередко увеличивают до 2,0 м/с. Производительность поперечно-раздаточных конвейеров с лентой шириной 500 мм составляет около 25 м<sup>3</sup> в час.

Укладку бетона при конвейерном бетонировании обычно ведут послойно блоками высотой до 15 м без устройства горизонтальных швов. При длинных блоках относительно небольшой высоты, однако, возможна укладка ступенями шириной 5-6 м с разравниванием бетонной смеси малогабаритными бульдозерами и уплотнением пакетами вибраторов.

Производительность конвейерного бетонирования определяется тремя факторами: производительностью бетонного завода, толщиной подаваемого на ленте слоя бетонной смеси (обычно она составляет 20-70 мм) и непрерывностью подачи ее на конвейер. Оптимальная скорость движения ленты составляет 1,0-1,2 м/с. Увеличение скорости ленты вызывает вибрацию, сход ленты, расслоение смеси и сброс ее.

Половина стоимости конвейеров при конвейерном способе бетонирования приходится на стоимость ленты. Срок службы прорезиненной ленты составляет: для магистральных и распределительных конвейеров 4500 часов, для поперечно-раздаточных 2000-2500 ч. Увеличения срока службы ленты достигают равномерным питанием ленты смесью, недопущением перекосов ее и попадания бетонной смеси между лентой и барабанами, применением специальных устройств для сброса смеси и очистки ленты.

При существенных преимуществах конвейерный способ бетонирования имеет целый ряд недостатков, в том числе: значительные потери цементного раствора, опасность расслоения бетонной смеси, потребность в специальных эстакадах, необходимость перемонтажа конвейерных линий по высоте сооружения, необходимость применения хоботов и реверсивных конвейеров для подачи смеси в блок, высокие требования к эксплуатации конвейерных линий и устройств.

Нормальной потерей цементного раствора при перемещении конвейерами считают 3,5-4%. Для уменьшения влияния этих потерь на качество укладываемого бетона рекомендуется добавлять при приготовлении его 15 кг цемента на кубометр.

Снижение потерь раствора и предупреждение сбегания ленты обеспечивают: параллельностью установки барабанов и роликов, регулированием роликоопор, систематической смазкой их и установкой не менее 20% саморегулирующихся роликоопор.

Предупреждения расслоения бетонной смеси при укладке конвейерами достигают:

исключением повышенных скоростей движения ленты,  
сокращением до минимума числа перегрузок смеси,

уменьшением толчков и вибрации на роликоопорах установкой их через 75-100 см,

уменьшением использования для сброса с ленты бетонной смеси плужковых сбрасывателей,

оптимальным натяжением ленты путем систематического надзора за работой приводных и натяжных станций с защитой их подшипников кожухами, ежемесячной ревизии и смазки.

Укладка бетона конвейерами была основным способом бетонирования гидросооружений до освоения во второй половине прошлого века высокопроизводительных бетоноукладочных кранов. Конвейерами бетонировались и большинство первых отечественных гидроузлов, в том числе: Ивановская, Углическая, Рыбинская, Мингечаурская и Верхне-Свирская ГЭС, сооружения Волго-Донского судоходного канала, шлюзы Горьковской и Куйбышевской ГЭС. В шестидесятые годы проектировалось применение конвейерного способа укладки бетона в крупнейшую ГЭС того времени – Красноярскую на р. Енисее (см. рис. 7.33).

За рубежом конвейеры применялись преимущественно как средство для транспорта бетонной смеси от бетонного завода до сооружений гидроузла (рис. 7.34). На некоторых же ГЭС они использовались как основное средство укладки бетона (Диабло в США, Мареж во Франции, Джоакимс в Канаде, Вермут в Австрии).

В настоящее время конвейерный транспорт бетонной смеси используют преимущественно для подачи ее от бетонного завода на рабочий ярус сооружения при укладке бетона с уплотнением укаткой.

Технические характеристики применяемых конвейеров и сопутствующего оборудования приведены в приложении 8 [87].

## 7.3. Бетонирование массивных армированных гидросооружений

### 7.3.1. Бетонирование зданий гидроэлектростанций

Здание ГЭС, как правило, состоит из двух резко отличающихся по конструкции частей: подводной – из массивного бетона и надводного машинного зала – из конструкций промышленно-гражданского типа. Исключения составляют только гидроэлектростанции подземного и встроенного в плотину типов.

Подводная агрегатная часть здания ГЭС состоит, как известно, из ряда повторяющихся однотипных агрегатных блоков (по числу гидроагрегатов) и, как правило, одного блока монтажной площадки индивидуальной конструкции. Эта часть ГЭС представляет собой сочетание сложных по форме

массивных бетонных конструкций с мощной арматурой и относительно тонких сильно армированных железобетонных перекрытий и стенок между технологическими помещениями. Массивные конструкции насыщены рабочей и конструктивной арматурой, а также закладными частями гидросилового, гидромеханического, электрического оборудования и технологических трубопроводов, монтаж которых выполняется параллельно с укладкой бетона (не редко укрупненными узлами возможно больших весов и габаритов).

На гидроузлах с высокими плотинами и приплотинными зданиями гидроэлектростанций основание агрегатной части ГЭС почти всегда располагается ниже основания плотины и значительно ниже естественного дна реки, что предопределяет более позднее по сравнению с плотиной начало работ на них. В результате этого, а главное, вследствие большой сложности конструкции, продолжительность возведения агрегатной части здания ГЭС при много меньшем объеме бетонных работ сравнима с продолжительностью бетонирования плотин и крайне редко опережает готовность последних к наполнению водохранилища.

Машинные залы зданий ГЭС с расположенными в них мостовыми кранами по конструкции аналогичны крупным цехам промышленных предприятий, но отличаются от них большой грузоподъемностью мостовых кранов и, как правило, нетиповым решением каркаса машзала.

Нетиповой характер бетонных конструкций, мощное армирование и тесное совмещение в процессе строительства бетонных и монтажных работ, большая трудоемкость и продолжительность укладки относительно небольших (по сравнению с плотинами) объемов бетона определяют характер проблем, решаемых при строительстве подобных сооружений. К числу таких проблем относятся:

снижение трудоемкости и повышение темпов бетонирования сильно армированных, насыщенных закладными частями железобетонных конструкций;

механизация внутриблочных работ при бетонировании таких сооружений; защита тонкостенных железобетонных и массивных сильно армированных бетонных конструкций сложной конфигурации от раннего замораживания при бетонировании при низких отрицательных температурах.

Комплекс бетонных работ при возведении здания ГЭС включает: установку опалубки, монтаж арматуры и закладных частей, подготовку блока, укладку бетона и распалубку внешних и межблочных поверхностей. В отличие от возведения плотин большинство из этих работ трудно поддаются механизации и индустриализации.

В практике гидростроительства применяют два способа строительства зданий ГЭС: первый (традиционный) – из монолитного бетона, и второй – в сборно-монолитных конструкциях (со сборностью 8-15%). На Саратовской

ГЭС было осуществлено возведение гидроэлектростанции руслового типа из сборных бетонных элементов весом до 200 т (при сборности по гидроузлу в целом около 12%), но из-за громоздкости и неэкономичности это решение дальнейшего применения не получило.

Для возведения зданий ГЭС с применением монолитной технологии характерно:

выполнение вертикальных поверхностей наружных и межблочных швов, криволинейных блоков и междуэтажных перекрытий преимущественно в деревянной стационарной опалубке с использованием в редких случаях деревянных щитов и металлических криволинейных опалубочных форм;

установка арматуры отдельными стержнями или, в лучшем случае, сетками; монтаж закладных частей преимущественно в штрабах;

подготовка блоков с удалением цементной пленки вручную насечкой и щетками;

укладка и уплотнение бетонной смеси исключительно ручными вибраторами;

защита уложенного зимой бетона от преждевременного замораживания бетонированием в индивидуальных тепляках из утепленной опалубки преимущественно методом «термоса».

Большая часть работ при этой технологии выполняются вручную. Практически только подача в рабочую зону материалов и бетона производится краном. В результате выработка рабочих на бетоне в несколько (3-5 и более) раз ниже, чем при бетонировании плотин, а пуск первых агрегатов на всех использовавших эту технологию гидроузлах определялся готовностью здания ГЭС.

Примером бетонирования здания ГЭС методами монолитной технологии может служить Усть-Каменогорская ГЭС (см. рис. 7.23). Здание ее гидроэлектростанции длиной 110, шириной 33,85 и высотой 28,4 м состоит из 4-х агрегатных блоков по 22 м каждый и монтажной площадки. Массивная часть каждого из агрегатных блоков имеет двучковую монолитную отсасывающую трубу, турбинную шахту с металлической облицовкой и металлическую спиральную камеру. В машинном зале на монолитных колоннах сечением 180x120 см и бетонных подкрановых балках расположены 2 мостовых крана пролетом 20 м и грузоподъемностью 310 т каждый. Там же, выше подгенераторного помещения, предусмотрены 2 монолитных железобетонных перекрытия.

Все бетонные конструкции (за исключением колонн и подкрановых балок машзала) выполнялись монолитными с армированием штучной арматурой, а колонны и подкрановые балки имели армокаркасы и дополнительную штучную арматуру 40-50 мм в жестких узлах поперечной и продольной рам.

Бетонирование всех конструкций осуществлялось в стационарной деревянной опалубке с использованием в отдельных местах деревянных щитов 1,0x2,0 м. В зимний период опалубка выполнялась из 2-х слоев 25 мм досок с прокладкой между ни-

ми толя или пергамина, а подготовка блоков и укладка бетона производились в индивидуальных тепляках методом «термоса». Тонкие междуэтажные перекрытия из-за трудности защиты их от замораживания бетонировались только в периоды длительных оттепелей или весной. Зимой на них устанавливалась только опалубка и арматура.

Несмотря на трудоемкую технологию и неблагоприятные условия зимнего бетонирования все работы по возведению здания ГЭС для пуска первого агрегата были выполнены всего за 18 месяцев. Высотная интенсивность бетонирования массивной агрегатной части составила более 2-х метров в месяц (ни на одной построенной позже отечественной ГЭС таких темпов возведения зданий гидростанций больше не достигали). Однако и в этом случае строительство гидростанции лимитировало ввод первого агрегата, хотя для ускорения монтажа мостового крана в торце машзала была построена временная монтажная площадка, а укрупнительная сборка первого агрегата (включая опускание в шахту турбины 45-тонного ротора) выполнялась сначала временным 30-тонным мостовым краном.

Для бетонирования ГЭС в сборно-монолитных конструкциях характерно: выполнение плоских и криволинейных поверхностей в армопанелях, железобетонных скорлупах или в армокаркасах с омоноличенным поясом (рис. 7.35; 7.36);

включение большей части рабочей арматуры в используемые в качестве опалубки сборные железобетонные конструкции при минимальном армировании в блоках;

устройство забральных балок и перекрытий из сборного или сборно-монолитного железобетона с опалубкой из сборных балок или плит (рис. 7.37; 7.38);

монтаж закладных частей без штраб в омоноличенных конструкциях; укладка бетона зимой в массивные блоки преимущественно методом термоса в тепляках из несъемной бетонной опалубки с минимальным дополнительным отоплением;

подготовка блоков, разравнивание и уплотнение бетона вручную.

Вследствие исключения значительной части ручных работ при этой технологии производительность рабочих на бетоне много выше, чем при монолитной технологии, а темпы укладки бетона, как показал опыт строительства Рижской и Чебоксарской ГЭС, возрастают в 2,3-2,7 раза.

Основой сборно-монолитной технологии строительства гидроэлектростанций и сильно армированных сооружений является рациональное использование конструкций из сборного железобетона. Он должен одинаково соответствовать как характеру конструкции, так и технологии производства работ. В соответствии с этим требованием в гидростроительстве наибольшее распространение получили армопанели с заключенной в них рабочей арматурой, омоноличенные закладные части затворов, железобетонные балки перекрытий водопропускных отверстий, сборные элементы пяты и тора отсасывающих труб и армофермы с омоноличенным нижним поясом. По-

пытки искусственно повысить сборность бетонных гидротехнических сооружений применением малотехнологичных конструкций заводского изготовления (как например, на Саратовской ГЭС) в конечном итоге распространения не получили.

Внедрение технологичного сборного железобетона в гидростроительство резко уменьшило потребность в опалубке, снизило объем арматурных работ в блоках, а процесс возведения сооружения во многих случаях свелось к двум операциям: монтажу ограждающих блок сборных элементов и запол-

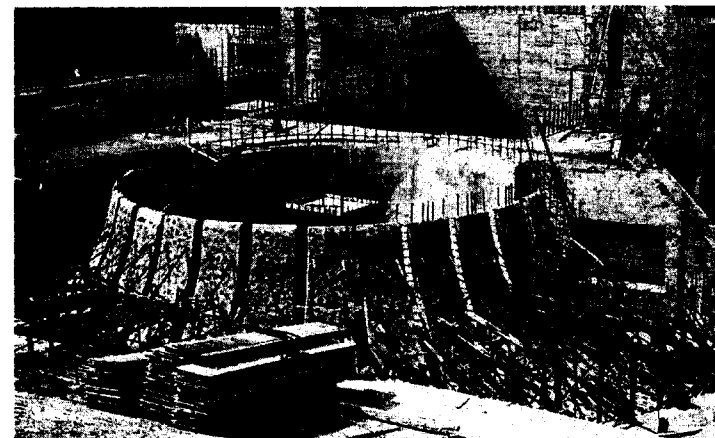


Рис. 7.35. Опалубка из железобетонных скорлуп на конусе отсасывающей трубы Рижской ГЭС

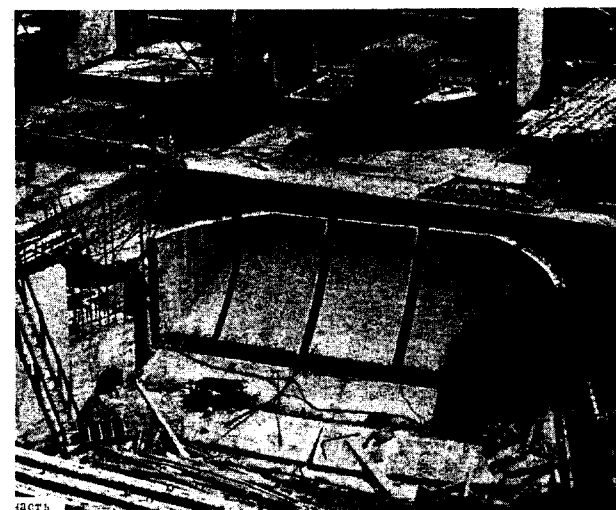


Рис. 7.36. Опалубка из железобетонных скорлуп на пяте отсасывающей трубы Рижской ГЭС

нению их бетонной смесью. В конечном итоге оно привело к изменению организации всего комплекса бетонных работ на строительстве, созданию бетоноукладочных кранов большой грузоподъемности, усилению специализации строительно-монтажных организаций, повышению роли инженерной подготовки производства.



Рис. 7.37. Обетонированные закладные затворов и армопанели на спиральной камере Рижской ГЭС

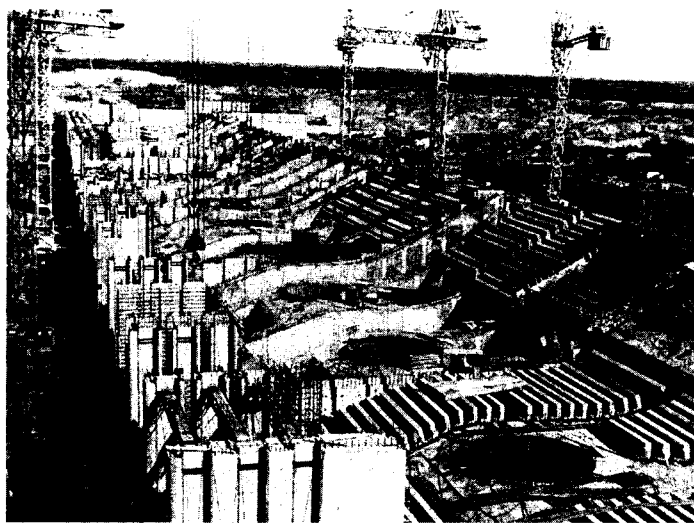


Рис. 7.38. Перекрытие отсасывающих труб и глубинных водосборов гидроэлектростанции сборными железобетонными балками на Чебоксарской ГЭС

В настоящее время на строительстве зданий гидроэлектростанций применяют бетоноукладочные и монтажные краны башенного типа КБГС-450 и БК-1000 грузоподъемностью, соответственно, 25 и 50 т. Большие вылет стрелы и высота подъема груза позволяют им охватывать все сооружение не более чем с двух стоянок: до затопления котлована – на дне его, а после затопления – с эксплуатационных мостов гидроэлектростанции с верхнего или нижнего бьефов. Такое расположение кранов позволило полностью отказаться от дорогостоящих бетоноукладочных эстакад и стало для равнинных гидроузлов типовым (рис. 7.39).

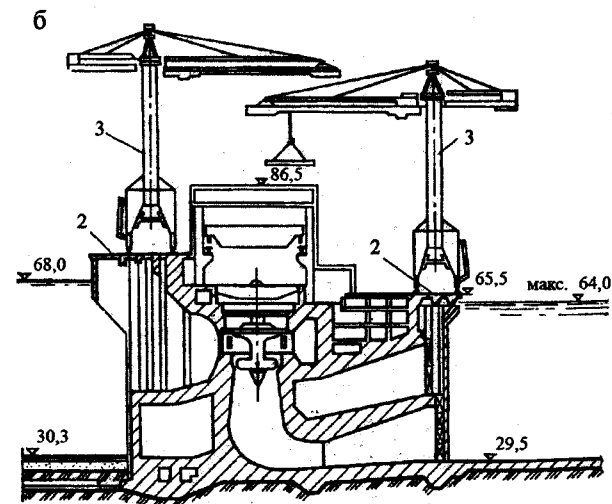
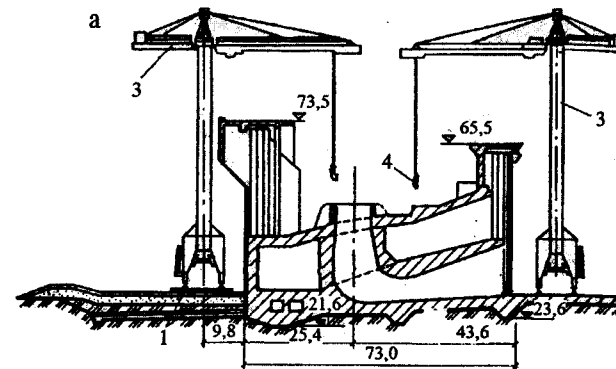


Рис. 7.39. Схемы расположения кранов при строительстве русловых ГЭС:

а – расположение кранов до затопления котлована, б – то же после затопления котлована. 1 – подкрановые пути, 2 – бетоновозная автодорога, 3 – башенный кран КБГС-450 или БК-1000

Работы на подпорных стенках, устоях и в блоках основания сооружений выполняют, как правило, мощными гусеничными кранами ЭКГ-4,6 и ДЭК-50.

Тип кранов выбирают из условий охвата сооружения по высоте и в плане с учетом максимального веса отдельных частей (марок) гидромеханического оборудования. При этом принимают во внимание соотношение объемов укладки монолитного бетона и монтажных работ. При значительном объеме монтажа элементов весом более 25 т на сооружении целесообразно иметь на одних путях башенные краны обоих типов. Расположение кранов может быть произвольным при устройстве хотя бы одной площадки для обмена их местами (рис. 7.40). Число кранов принимают в зависимости от объема работ и месячной производительности их на укладке бетона с учетом выполнения монтажных и сопутствующих работ (приложения 8, 9).

Наглядным примером организации бетонных работ при широком использовании сборных конструкций может служить строительство Рижской и Кегумской ГЭС на р. Даугаве.

В состав сооружений Рижской ГЭС входят: монтажная площадка, здание гидроэлектростанции на 6 агрегатов, водосливная и земляные плотины общей длиной около 15 км. Все бетонные сооружения выполнены сборно-монолитными (см. рис. 7.35; 7.36; 7.37).

Укладка бетона и монтаж конструкций на водосливной плотине, фундаментной плите ГЭС и монтажной площадке производились гусеничными кранами ЭКГ-4,6 и ДЭК-25, а работы на подводной части гидроэлектростанции – четырьмя башенными кранами КБГС-450, располагавшимися на понуре и рисберме. На завершающем этапе строительства после затопления котлована два крана КБГС-450 были перемонтированы на мост с нижнего бьефа гидроэлектростанции. Такое расположение их обеспечило полный охват сооружений на всех этапах строительства и выполнение работ индустриальными методами.

Наиболее трудоемкие работы по перекрытию, пяте и тору отсасывающей трубы впервые были выполнены из сборного железобетона. Причем сборные плиты для пяты бетонировались в котловане на специально построенном на рисберме макете. Все внешние и внутренние поверхности блоков и спиральные камеры гидроагрегатов бетонировались в плоских армопанелях с металлическими или деревянными нащельниками. Закладные части затворов выполнялись в обетонированных конструкциях, а заборные балки водоприемных отверстий набирались из массивных сборных железобетонных элементов. Все перекрытия здания ГЭС и монтажной площадки были выполнены с укладкой бетона по сборным железобетонным балкам. В результате сборность на здании гидроэлектростанции составила 11%, а на отдельных сооружениях достигала 18%.

Существенным недостатком производства работ с использованием сборно-монолитных конструкций было выполнение всех без исключения операций бетоноукладочными кранами. Как следствие средняя производительность их на укладке бетона составила всего 1140 м<sup>3</sup> в месяц.

Для механизации укладки бетона в сильноармированных блоках была использована специальная площадка-крышка. Она оборудовалась бункерами для приемки бетонной смеси и легким козловым краном для работы с пакетом вибраторов, собиравшаяся из отдельных звеньев размером 6х4,6 м и могла быть установлена как на армопанели бычков, так и на армокаркасы или металлические подставки в блоках плиты. В результате на 60% таких блоков представлялась возможность механизации процесса уплотнения бетона со значительным снижением трудоемкости работ [112,5].



Рис. 7.40. Расстановка башенных кранов на строительстве здания гидроэлектростанции Чебоксарского гидроузла

Более рациональной была организация бетонных работ на расширении Кегумской ГЭС, расположенной в 40 км от Рижской. Новое машинное здание ее располагалось в нижнем бьефе водосливной плотины и включало три турбинных блока, одинаковых с блоками Рижской ГЭС габаритов, монтажную площадку и сопрягающие сооружения. Общий объем бетона составил 163 тыс. м<sup>3</sup>, в том числе 16,8 тыс. м<sup>3</sup> сборного.

На первом этапе работ в верхнем и нижнем бьефах строящейся гидроэлектростанции (за ее пределами) были установлены два гусеничных крана ЭКГ-4,6. Они выполняли работы по всему фронту здания до верха отсасывающих труб. На втором этапе на месте гусеничных кранов были смонтированы краны КБГС-450 и БК-1000. Они охватывали все сооружение, включая шатер машинного зала (рис. 7.41; 7.42).

Для освобождения бетоноукладочных кранов от вспомогательных работ в центре подводной части гидроэлектростанции была предусмотрена установка двух легких кранов типа БКСМ-5-5А, башни которых по мере укладки блоков оставались в бетоне. На эти краны передавались все внутриблочные работы: монтаж нащельников, закладных частей, арматуры и мелких металлоконструкций, работа с пакетом вибраторов для уплотнения бетонной смеси. Такое решение в сочетании с оборудованными козловыми кранами инвентарными площадками исключило значительную часть ручного труда на укладке бетона во всех блоках гидроэлектростанции и повысило производительность бетоноукладочных кранов до 1900-2250 м<sup>3</sup> в месяц.

Увеличение доли конструкций заводского изготовления в общем объеме строительных работ на современных гидроэлектростанциях резко повы-



сило значение инженерной подготовки производства и степени совмещения строительных и монтажных работ. Возросшая же сложность монтажа тяжелых строительных конструкции вызвала необходимость привлечения к этим работам специализированных организаций и углубления специализации строительных подразделений. Характерный пример тому – организация строительства Чебоксарской ГЭС.



Рис. 7.41. Гусеничные краны в котловане Кегумской ГЭС

Чебоксарская ГЭС — последний крупный гидроузел на р. Волге. В состав его сооружений входят: здание гидроэлектростанции, водосливная плотина, однокамерный двухниточный шлюз с аванпортом и подходными каналами, земляные плотины общей длиной 3355 м и обширный комплекс инженерных защит водохранилища.

Наибольший интерес по организации бетонных работ представляет здание гидроэлектростанции. Оно включает 9 двухагрегатных блоков-секций общей длиной 547,2 м и шириной вдоль потока 72 м. В каждую секцию вписаны по два диффузорных водосброса. В массивных бычках верхнего бьефа для уменьшения объема бетона запроектированы закрытые полости. В результате все здание представляет сильноармированную железобетонную конструкцию с содержанием арматуры в отдельных блоках до 400 кг/м<sup>3</sup>.

Строительство здания Чебоксарской ГЭС по аналогии с другими волжскими гидроузлами проектировалось в монолитном исполнении с арматурой в виде армосеток и армоферм. По такому проекту была выполнена фундаментная плита первых шести агрегатных секций. Выше ее все конструкции с целью ускорения работ были переработаны на сборно-монолитные с максимальным применением элементов заводского изготовления. Масса их достигала 50 т и определялась грузоподъемностью бетоноукладочных кранов БК-1000 и КБГС-450. На здании ГЭС было установлено 10 таких кранов (по 5 с верхнего и нижнего бьефов). Это обеспечивало возможность укладки ими массивного бетона, монтажа сборных железобетонных и металлических конструкций и гидромеханического оборудования (рис. 7.40 и 7.43).

В составе работ пускового комплекса первых агрегатов предусматривалась укладка в подводную часть непусковых секций неполного объема бетона. Вся середина этих секций выше пола спиральной камеры выштроблялась. От затопления она

защищалась затворами водоприемников с верхнего бьефа и отсасывающих труб с нижнего. Поэтому для завершения бетонных и монтажных работ после затопления котлована краны КБГС-450 были перемонтированы на служебные мосты в верхнем и нижнем бьефах здания гидроэлектростанции (7.39-б; 7.44).

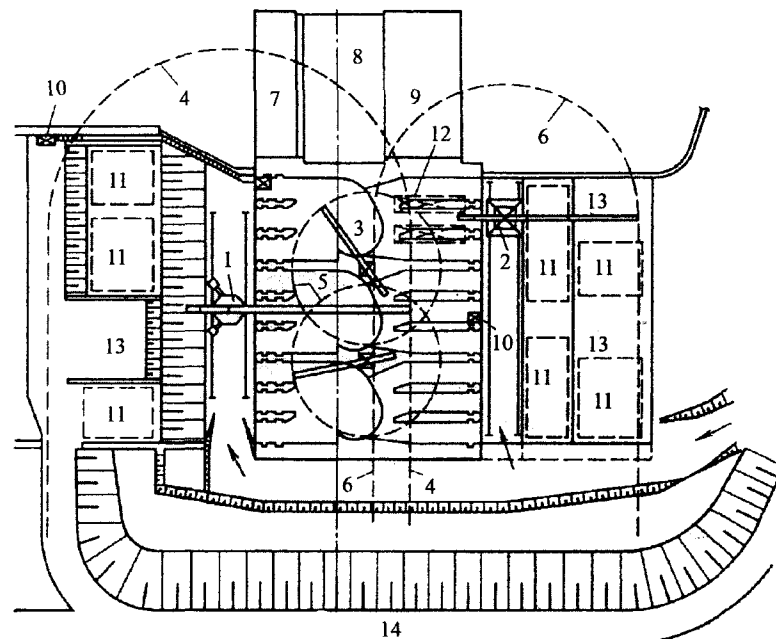


Рис. 7.42. Организация работ башенными кранами на Кегумской ГЭС:

1 – кран БК-1000, 2 – кран КБГС-450, 3 – кран БКСМ-5-5А, 4 и 6 – зоны работы башенных кранов, 7 – затворохранилище, 8 – монтажная площадка, 9 – корпус управления, 10 – тура, 11 – площадки для сборного железобетона, 12 – инвентарные площадки с козловым краном для работы с пакетом вибраторов, 13 – места приема бетонной смеси, 14 – перемычка

Бетонирование здания гидроэлектростанции, водосливной плотины, сопрягающих устройств и подпорных стенок гидроузла (кроме камер шлюза) осуществлялось по аналогии с Рижской ГЭС – в сборно-монолитном исполнении. Для этих целей использовались: в отсасывающих трубах – железобетонные скорлупы (см. рис. 7.35; 7.36; 7.37), в перекрытиях отсасывающих труб и глубинных водосбросов – сборные железобетонные балки (см. рис. 7.38), для формирования спиральных камер гидроагрегатов и вертикальных плоскостей – армопанели и омоноличенные закладные затворов и решеток. Применение несъемной железобетонной опалубки в условиях умеренного климата позволило вести круглогодичное бетонирование всех сооружений методом «термоса» с тепловой защитой «одеялами» из утепленного брезента.

Большой объем конструкций заводского изготовления на гидроэлектростанции (сборный железобетон, омоноличенные закладные) потребовал организации на набережной в зоне действия бетоноукладочных кранов специальных комплектных площадок. Каждая из них обслуживалась своим краном ДЭК-25 (рис. 7.43; 7.44).

В результате строительная площадка здания ГЭС в значительной степени превратилась в сборочную. На ней сложилась четкая и рациональная специализация.

Все монтажные работы, включая монтаж общестроительных конструкций, выполнялись специализированными субподрядными организациями, а строительные – собственными подразделениями. Координация работ достигалась недельно-суточным планированием и ежедневной проверкой исполнения графиков на уровне руководства строительства.

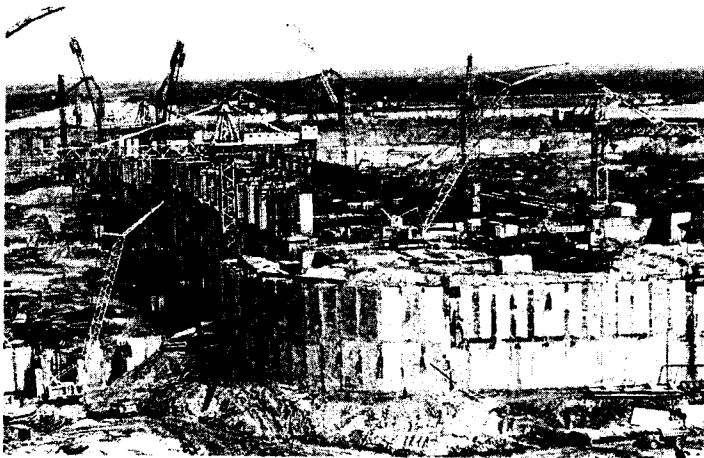


Рис. 7.43. Строительство здания гидроэлектростанции Чебоксарского гидроузла в сборно-моноконтном исполнении. Вид на котлован с верхнего бьефа

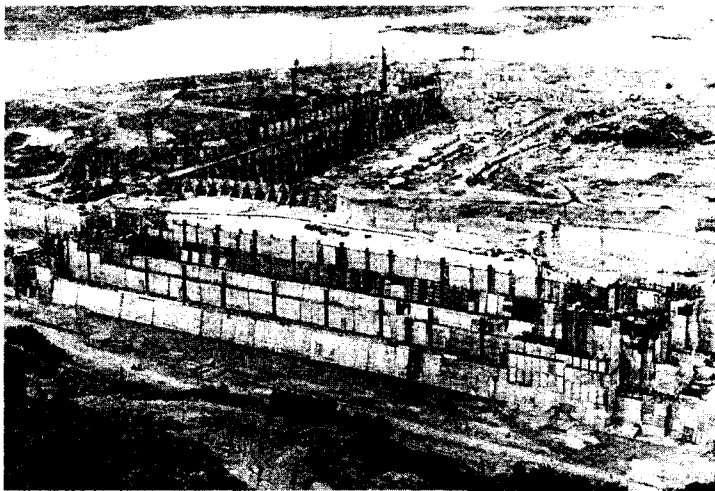


Рис. 7.44. Строительство бетонных сооружений Чебоксарской ГЭС. Вид с нижнего бьефа

Привлечение к монтажу строительных конструкций специализированных организаций, укомплектованных современной оснасткой, имеющих квалифицированных рабочих и инженерно-технических работников, освоивших передовые приемы выполнения работ, способствовало повышению темпов и качества монтажа, меньшему

отвлечению бетоноукладочных кранов. Использование же базы Гидромонтажа для омоноличивания закладных позволило вдвое сократить арматурное хозяйство и полигон сборного железобетона строительства и упростить организацию снабжения армоконструкциями. Задача генподрядных строительных подразделений в этом случае заключалась прежде всего в четком планировании работ по изготовлению и монтажу армоконструкций, в распределении рабочего времени кранов.

Индустриализация возведения бетонных сооружений, специализация подразделений и тщательная инженерная подготовка производства в сочетании с передовыми методами монтажа и организации труда на бетонных работах обеспечили снижение численности коллектива строителей гидроузла в 1,7 раза по сравнению с Саратовской и в 3,1 раза по сравнению со Сталинградской ГЭС [25].

### 7.3.2. Бетонирование откосов земляных плотин

Широко распространенным видом работ на строительстве гидроузлов является защита откосов земляных плотин и дамб монолитным железобетонном. Технология бетонирования их, несмотря на многочисленные попытки создания механизмов для выполнения этих работ, отличается большой трудоемкостью и сводится к укладке бетона гусеничными кранами, при выполнении арматурных, опалубочных и сопутствующих им работ преимущественно вручную.

На строительстве Кременчугской ГЭС была успешно освоена укладка бетона в откосы земляной плотины высотой 21 м с транспортом жесткой бетонной смеси автосамосвалами к основанию или на гребень откоса с разравниванием ее по откосу серийным бульдозером, уплотнением глубинными вибраторами и заглаживанием поверхностным вибратором. Сопутствующие работы (установка опалубки и монтаж арматуры) при такой укладке могут выполняться либо вручную, либо с помощью гусеничных кранов. Эта технология получила практически повсеместное применение на последующих гидроузлах.

На строительстве Чебоксарской ГЭС, например, протяженность монолитных бетонных креплений земляных плотин гидроузла и защитных дамб водохранилища превышала 120 км. Для производства работ по бетонированию их был разработан и опробован специальный бетоноукладочный агрегат. Однако, как и на многих других стройках, все работы по бетонированию откосов плотин и дамб выполнялись по традиционной технологии: с подачей арматуры на бетонизируемые карты кранами ДЭК-25 со стрелой 30-40 м, с установкой опалубки вручную, транспортом бетонной смеси на карту автосамосвалами, разравниванием бульдозерами Т-100 и уплотнением бетона ручными вибраторами и виброрейками. Гусеничные краны при этом располагались, как правило, на гребне или на берме у основания откоса плотины (рис. 7.45; 7.46).

Весьма перспективным решением проблемы бетонирования креплений земляных плотин при откосах 1:3 и положе представляется разработанная на строительстве Рижской ГЭС технология с использованием серийных бульдозеров Т-100 и трактора ДТ-75, оснащенного электродвигателем и виброплитой. Она обеспечивает хорошее уплотнение бетона, ровную, не требующую дополнительной обработки поверхность забетонированного откоса при высоком уровне механизации работ. Однако попытка повторения ее на Чебоксарской ГЭС не увенчалась успехом из-за отсутствия изготовленных промышленностью виброплит и тракторов с ходоуменьшителем или электроприводом. Выполненная же на Рижской ГЭС совместно Ленинградским филиалом Оргэнергостроя и Даугавагэсстроем модернизация трактора ДТ-75 специалистам Чебоксаргэсстроя не удалась.

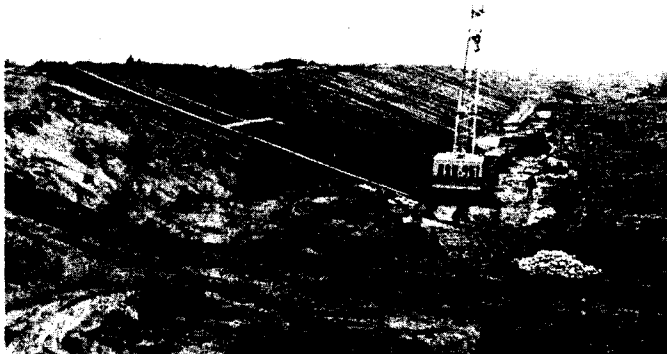


Рис. 7.45. Бетонирование откоса земляной дамбы инженерной защиты Чебоксарского водохранилища краном ДЭК-251 г/п 25 т и бульдозером Т-100

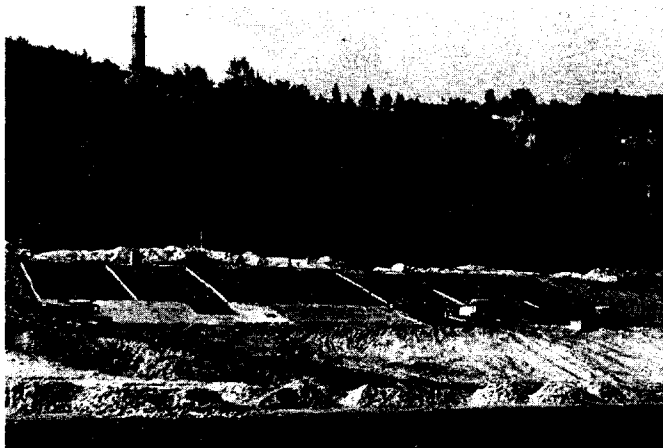


Рис. 7.46. Бетонирование откоса защитной дамбы в г. Чебоксары бульдозером Т-100

Процесс бетонирования откоса при бескрановой технологии работ на Рижской ГЭС включал:

срезку непрофильного грунта и планировку откоса бульдозером, укладку вручную железобетонных подшовных досок и опалубки по контуру карты,

армирование плиты стальной арматурой или сетками с подачей краном (или без него), перемещение и разравнивание бетонной смеси слоем 20 см по откосу бульдозером Т-100,

уплотнение и заглаживание бетона виброплитой на тракторе ДТ-75, защиту забетонированной плиты от высыхания слоем песка.

Укладка бетона в плиту производилась в следующем порядке (рис. 7.47; 7.48): жесткая бетонная смесь самосвалами подвозилась к основанию откоса и выгружалась на карту;

бульдозером Т-100 она перемещалась по карте снизу вверх (полосой по ширине отвала бульдозера) и разравнивалась слоем заданной толщины (около 20 см);

по заполнении полосы на всю высоту откоса производилось окончательное разравнивание смеси обратным ходом бульдозера с опущенным ножом;

уложенный в полосу бетон уплотнялся скользящим виброштампом, который перемещался трактором ДТ-75 с электроприводом снизу вверх со скоростью 2-4 м/мин.

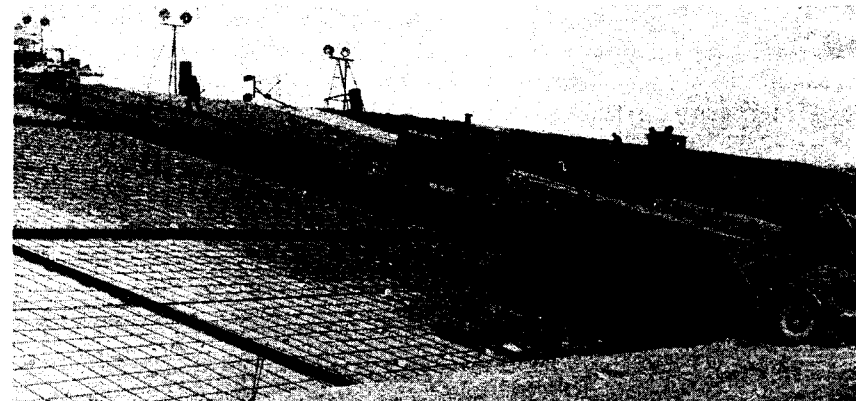


Рис. 7.47. Укладка песчаного бетона в крепление откоса земляной плотины Рижской ГЭС бульдозером Т-100 и модернизированным трактором ДТ-75 с виброплитой

Описанная технология обеспечила успешную укладку одним бульдозером и электротрактором за два летних сезона 15 км крепления откосов плотин с объемом бетона около 75 тыс. м<sup>3</sup>.

Описанное бескрановое бетонирование откосов земляных плотин на Рижской ГЭС имело еще одну особенность. Уложенный в крепление откосов бетон не имел крупных заполнителей и приготавливался на одном песке с модулем крупности около 2,0 (при уменьшении модуля крупности песка ниже двух расход цемента возрастал, а прочность бетона снижалась).

Песчаный бетон приготавливался на обычном заводе порционного типа с бетономешалками емкостью 1200 л. Продолжительность перемешивания смеси устанавли-

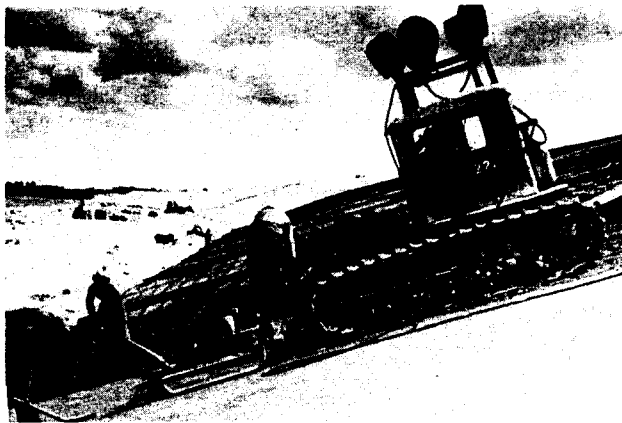


Рис. 7.48. Уплотнение песчаного бетона на откосе земляной плотины Рижской ГЭС модернизированным трактором ДТ-75 с виброплитой

валась экспериментально и незначительно превышала принятую для обычного бетона. Укладка велась по общепринятой технологии, но со значительно более высокими требованиями к влажностному уходу в период твердения.

При соблюдении требований к крупности песка и влажностному уходу такой бетон при умеренном содержании цемента ( $300-320 \text{ кг/м}^3$ ) обеспечивал проектную прочность М200 и исключительно высокую морозостойкость. При нарушении хотя бы одного из указанных требований бетон растрескивался, а прочностные показатели уменьшались на порядок [62; 112.2].

#### 7.4. Организация труда рабочих при бетонировании гидротехнических сооружений

На строительстве гидроэлектростанций применяются три формы организации труда на бетонных работах: территориальными участками со специализированными бригадами, территориальными участками с комплексными бригадами и специализированными участками.

*Территориальные участки со специализацией бригад* применялись повсеместно до 60-х годов прошлого века и довольно широко распространены в настоящее время. При этой организации предусматривается деление по строительным участкам сооружений гидроузла по их назначению: здание ГЭС, пристанционная, водосливная, глухие плотины и т.п. На объектах большой протяженности создают по несколько строительных участков с делением по секциям, агрегатам или пролетам. Критерием для определения границ участков служат объемы месячной укладки бетона. В зависимости от характера сооружений их принимают от 3-5 тыс.  $\text{м}^3$  на зданиях ГЭС до 10-20 тыс.  $\text{м}^3$  на массивных плотинах.

На строительный участок обычно возлагается задача по возведению всего сооружения и подготовке его к эксплуатации. Вопросы инженерной подготовки производства и специализации работ решаются, как правило, внутри участка.

Строительный участок включает в этом случае несколько территориальных или специализированных прорабских подразделений, состоящих из бригад плотников, арматурщиков, бетонщиков и пр. Каждая из бригад имеет численность до 20-30 чел. и выполняет работы только по своему профилю, обычно, в одну смену. Труд бригады оплачивается по элементам технологического процесса и не стимулирует сокращения вспомогательных работ. Стоимость последних иногда составляет большую часть зарплаты рабочих.

При такой организации нередки простои целых бригад из-за снабженческих, технических и организационных неполадок, а перевод рабочих на смежные работы затрудняется отсутствием у них материальной заинтересованности и психологической неподготовленностью. Вместе с тем, систематический труд на работах по специальности способствует повышению квалификации рабочих и качественному выполнению работ любой сложности.

По этому принципу, например, организовывались работы на Усть-Каменогорской и Бухтарминской ГЭС. На последней выполнением бетонных работ при объемах от 8-12 тыс.  $\text{м}^3/\text{мес}$  зимой и до 20-40 тыс.  $\text{м}^3$  летом было занято три строительных участка: здания ГЭС, щитовой стенки и водосливной плотины. Численность рабочих на каждом из них составляла 250-350 чел. при 12-15 инженерно-технических работниках и выполнении работ по скользящему графику. В разное время на участках применялась структура как с территориальными, так и со специализированными прорабскими подразделениями. Однако всем им в одинаковой мере были присущи изложенные выше недостатки. В результате к концу стройки участки щитовой стенки и водосливной плотины перешли на работу комплексными бригадами.

*Территориальные участки с комплексными бригадами* формируются по тому же, что и в предыдущем случае, принципу и имеют те же задачи. Участок обычно состоит из двух-трех комплексных бригад по 60-100 чел. с тремя-четырьмя сменными мастерами и одним прорабом на каждую бригаду. В состав бригады входят рабочие всех основных специальностей, объединенные в звенья по числу смен. Большинство рабочих владеет несколькими профессиями.

Бригада выполняет весь комплекс бетонных работ на двух-трех секциях плотины или на одном-двух агрегатах здания ГЭС в три смены, как правило, по скользящему графику. Труд рабочих оплачивается по конечному результату за 1  $\text{м}^3$  уложенного бетона. Расценка определяется по калькуляции не менее чем на месяц и уточняется при изменении сложности бетонирова-

мых блоков до начала очередного месяца. Разработка и утверждение расценки являются компетенцией начальника участка.

Организация труда комплексными бригадами обладает многими преимуществами. Это – большая материальная заинтересованность каждого рабочего в укладке максимального объема бетона; стремление рабочих всех специальностей к сокращению вспомогательных работ, взаимовыручке и овладению смежными профессиями; резкое сокращение простоев и, как следствие, более высокая производительность труда.

Заинтересованность бригады в выполнении всего комплекса работ создает хорошие предпосылки для внедрения бригадного подряда с его дополнительными стимулами в оплате труда и экономии материальных ресурсов.

К недостаткам организации работ комплексными бригадами следует отнести некоторое осреднение квалификации работающих и сокращение числа специалистов высшей квалификации.

Иллюстрацией организации бетонных работ территориальными участками с комплексными бригадами может служить строительство Чебоксарской ГЭС. При месячной укладке 25-40 тыс. м<sup>3</sup> бетона работы в котловане основных сооружений выполнялись семью-восемью строительными участками, четыре-пять из них укладывали бетон в здание ГЭС, состоявшее из 18 агрегатов и монтажной площадки. В составе каждого участка обычно было по две комплексных бригады по 60-70 чел. каждая. Руководство ими осуществляли семь-восемь прорабов и мастеров. Работы велись в три смены по скользящему графику. Бригада выполняла весь комплекс работ по технологическому циклу, за исключением монтажа армоконструкций и сборного железобетона и обслуживалась кранами КБГС-450 или БК-1000. Оплата производилась за 1 м<sup>3</sup> уложенного бетона. До 90 % комплексных бригад работали по бригадному подряду.

На Бухтарминской ГЭС для выполнения бетонных работ на станционной плотине были организованы три сквозные комплексные бригады по 100-120 человек каждая. Они работали тремя равноценными звеньями круглосуточно по скользящему графику, причем бригадир выходил на работу в наиболее ответственную смену. Каждой из бригад руководили три-четыре сменных мастера и прораб. За бригадами были закреплены по две секции плотины с объемом укладки бетона до 10 тыс. м<sup>3</sup>/мес. Труд оплачивался за 1 м<sup>3</sup> бетона по калькуляции. Расценка доводилась до сведения каждого рабочего накануне месяца. Доплаты за какие-либо дополнительные работы сверх калькуляции исключались.

Такая организация работ и оплаты труда резко повысила заинтересованность всех без исключения исполнителей в увеличении объемов укладки бетона, ликвидации непроизводительных работ и простоев. Вместе с другими мероприятиями она обеспечила укладку меньшим числом рабочих большего против обычного объема бетона при несравненно более высокой трудоемкости работ (укладка бетона велась на отметках водоприемника).

Опыт работы комплексными бригадами на Бухтарминской ГЭС и по бригадному подряду на Чебоксарской ГЭС выявил возможность и целесообразность внедре-

ния в гидростроительство еще более эффективной формы организации бетонных работ – сквозными комплексными бригадами-участками численностью 100-120 чел. с включением прорабов и сменных мастеров в систему оплаты бригады.

Аналогичная схема организации труда с включением линейных инженерно-технических работников в систему поощрения по бригадному подряду была успешно осуществлена на Ингуригэсстрое

На крупных гидроузлах с большими объемами бетона и монтажа закладных частей сборного железобетона и гидромеханического оборудования целесообразно при работе территориальными участками создавать в котловане специализированный участок инженерной подготовки производства. Задачей его должен быть контроль за поставкой конструкций и изделий местного изготовления; их приемка, складирование, укрупнение и поблочная комплектация. На этот же участок может возлагаться заготовка битумных матов и выполнение некоторых вспомогательных работ. Для этого в распоряжение участка должны быть предоставлены соответствующие помещения, площадки в зоне действия бетоноукладочных кранов и специальные краны для приемки поступающих конструкций. Он должен иметь надежную связь со всеми подразделениями стройки, бетоноукладочными кранами и работать в контакте с диспетчерской службой.

**Специализированные участки.** Организация работ в этом случае предусматривает разделение технологического цикла укладки бетона на специализированные потоки с созданием соответствующих участков для выполнения определенных работ на всем сооружении.

На Чиркейской ГЭС, например, работы производились четырьмя специализированными участками: подготовки производства, подготовки блоков, бетонных работ и терморегулирования.

Участок подготовки производства осуществлял изготовление и ремонт опалубки, комплектацию ее крепежом, укрупнение конструкций, контейнеризацию материалов и изделий для подачи их в блок кабель-краном. Он имел в своем распоряжении хозяйственный двор и площадку укрупнения и комплектации с козловым краном в зоне действия кабель-кранов.

Участок подготовки блоков выполнял установку опалубки, арматуры, уплотнений и обработку цементационных швов. Он состоял из бригад: плотников-монтажников, арматурщиков и слесарей-ремонтников. Последние занимались ремонтом опалубки и совершенствованием механизмов и приспособлений.

Участок бетонных работ осуществлял подготовку скального основания под пяты арки и бетонных блоков, укладку и уход за бетоном. В своем составе имел бригаду бетонщиков, бригаду подготовки основания и группу слесарей-ремонтников, выполняющую ремонт внутриблочной механизации, лестниц и переходных мостов.

На участок терморегулирования возлагался монтаж систем охлаждения и КИА в блоках, эксплуатация магистральных трубопроводов охлаждения плотины, холодильных и перекачивающих станций, наблюдения за КИА и обработка ее результа-

тов. В состав участка включался персонал насосных и холодильных станций, бригады монтажников КИА и систем охлаждения, группы наблюдения за приборами и обработки информации [103.16; 103.17].

Поточное выполнение работ специализированными участками относится к высшей форме организации труда в строительстве. Преимущества такой организации работ на Чиркейской ГЭС, например, выразились в более рациональном распределении времени работы кабель-кранов, освоении рабочими на однотипных блоках наиболее эффективных приемов, в облегчении внедрения и освоения специальной техники и приспособлений, а в конечном итоге – в наиболее высокой в отечественном гидростроительстве выработке рабочих на бетонных работах.

Каждая из форм организации труда имеет в определенных условиях преимущественное право на применение. Территориальные участки со специализированными бригадами – наиболее простая форма организации работ, но в современных условиях она недостаточно эффективна и оправдана лишь при выполнении значительной части операций технологического процесса специализированными бригадами субподрядчиков.

Территориальные участки с комплексными бригадами – наиболее целесообразная форма организации бетонных работ для большинства современных строек. В сочетании с бригадным подрядом и материальным поощрением инженерно-технических работников по итогам работы бригады эта форма способна обеспечить весьма высокую эффективность труда. При возможных же перерывах в выполнении работ, например, при укладке бетона на скальное основание большой сложности и разнообразии блоков по конструкции эту форму организации следует признать единственно рациональной.

Выполнение работ специализированными участками – самая эффективная и сложная по организации форма организации производства. Она может быть рекомендована на сооружениях с широким фронтом работ и простыми однотипными блоками при возможности создания потоков, а также при малом числе бетоноукладочных кранов на сооружениях со стандартной технологией работ.

## 7.5. Продолжительность и темпы бетонирования плотин

Продолжительность возведения бетонной плотины определяется интенсивностью (тепмом) бетонирования ее. Различают два понятия интенсивности бетонирования сооружений: физическую интенсивность укладки бетона и интенсивность возведения сооружения по высоте.

Физической интенсивностью укладки бетона, выражаемой в тыс.м<sup>3</sup>/мес., удобно оценивать темпы возведения распластанных сооружений, для которых определяющим фактором является объем бетона (низконапорные плотины на равнинных реках, здания гидроэлектростанций).

Возведение высоких бетонных плотин также может оцениваться физической интенсивностью бетонирования, но более удобной и наглядной является оценка с помощью высотной интенсивности укладки бетона в виде среднемесячного роста сооружения по высоте в м/месяц.

Продолжительность бетонирования высоких плотин зависит от множества факторов. Определяющими среди них являются: объем бетона и высота плотины, сложность и трудоемкость ее конструкции, способ укладки бетона и производительность применяемых механизмов, способ пропуска строительных расходов, природные условия и организация работ.

Объем бетона и высота сооружения прямо и непосредственно влияют на темпы и продолжительность бетонирования его. Чем больше объем бетона в плотине, тем ниже темпы и больше продолжительность бетонных работ. Это положение наглядно подтверждается представленным на рис. 7.49 графиком фактически достигнутой на построенных плотинах мира высотной интенсивности укладки бетона на сооружениях разной сложности.

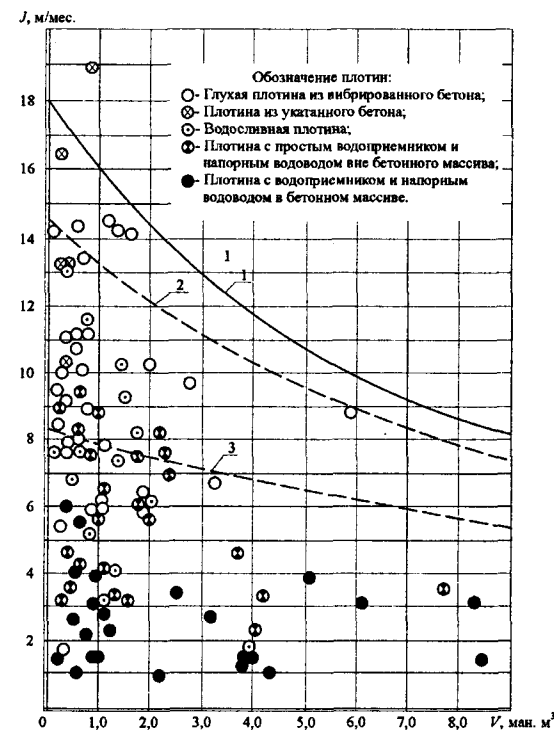


Рис. 7.49. График фактически достигнутой в мировом плотиностроении среднемесячной высотной интенсивности бетонирования массивных плотин разной конструктивной сложности

Нетрудно заметить, что в верхней части этого графика находятся плотины относительно простой конструкции (без водоприемников и водоводов в массиве сооружения). В нижней же части графика расположились плоти-

ны с большим количеством усложняющих их конструктивных элементов, для которых характерны низкие темпы бетонных работ. При этом влияние усложнения конструкции на снижение темпов бетонирования оказалось сравнимым с увеличением объема бетона в сооружении.

Факт влияния конструкции плотин на темпы их бетонирования, к сожалению, еще недооценивается многими строителями и проектировщиками гидротехнических сооружений. Поэтому основным направлением повышения темпов бетонирования плотин до настоящего времени остается разработка новых менее трудоемких технологий и более производительных способов производства бетонных работ, а не повышение технологичности конструкции сооружения.

Влияние способа производства работ на интенсивность укладки бетона в плотины наглядно видно из табл. 7.2 и рис. 7.50. В табл. 7.2 представлены достигнутые в плотиностроении высотные среднемесячные и максимальные физические интенсивности бетонирования плотин разной сложности, а на графике – степень снижения среднемесячной интенсивности возведения их по высоте при изменении способа укладки бетона.

Таблица 7.2

Способ укладки бетона	Достигнутая месячная интенсивность бетонирования плотин при разрезке							
	с перевязкой швов		столбчатой		секционной		без разрезки укаткой	
	тыс. м <sup>3</sup>	м	тыс. м <sup>3</sup>	м	тыс. м <sup>3</sup>	м	тыс. м <sup>3</sup>	м
Кабель-кранами	-- / 40	7,6 / 2,7	196 / 195	10 / 3,8	206 / -	14,5	80	4,2
Кранами с эстакад	- / 111	-- / 2,3	186 / 410	8,1 / 3,8	150 / 153	6,2 / 4,4	--	--
Кранами без эстакад	--	--	-- / 155	-- / 1,5	--	--	--	--
Послойный	--	--	--	--	147	8,5	85,2	25,5
Конвейерный	--	--	--	--	--	--	119,5	19,0

**Примечание.** В числителе приведены показатели при бетонировании плотин в одном котловане, в знаменателе – при секционировании русла.

Приведенные в табл. 7.2 показатели свидетельствуют, что до внедрения в плотиностроение бетона с уплотнением укаткой наиболее высокие темпы возведения сооружений по высоте достигались на плотинах с секционной разрезкой при бетонировании кабель-кранами с эстакад позволяло достигать более высоких физических темпов укладки бетона, но значительно отставало по высотной интенсивности возведения плотин. Послойное же бетонирование плотин с уплотнением бетона вибрированием, ориентированное в значительной мере на крановую подачу бетонной смеси, как и бетонирование самоподъемными кранами без эстакад, из-за исключения части фронта работ, отставали как по высотным, так и по физическим темпам укладки бетона.

Следует заметить, что и послойное бетонирование с уплотнением бетонной смеси укаткой может обеспечить высокие темпы укладки только при бескрановой подаче бетона на рабочий ярус и только в простых по конструкции плотинах.

Пропуск строительных расходов секционированием русла увеличивает общую продолжительность строительства гидроузла и снижает среднемесячную высотную интенсивность укладки бетона из-за возведения сооружений очередями. Поэтому во всех случаях, когда это технически возможно и экономически целесообразно, русловые сооружения следует строить в одном котловане.

Влияние природных условий стройплощадки и организации бетонных работ на интенсивность бетонирования плотин выражается двояко. В случаях укладки бетона при отрицательных температурах физические и высотные темпы бетонирования сооружений резко снижаются. Это наглядно видно из расположения показателей таких плотин (к ним относятся все плотины с интенсивностью бетонирования менее 2,0 м/мес.) исключительно в нижней части графика рис. 7.49. На сезонную укладку бетона климатические условия практически не влияют, но календарная продолжительность бетонирования и соответственно строительства плотин при этом естественно увеличивается.

Бетонирование плотин в подвижных бетоноукладочных шатрах с искусственным климатом практически может обеспечить круглогодичное возведение их «летними» темпами в самых суровых климатических условиях и во многих случаях значительно сократить продолжительность строи-

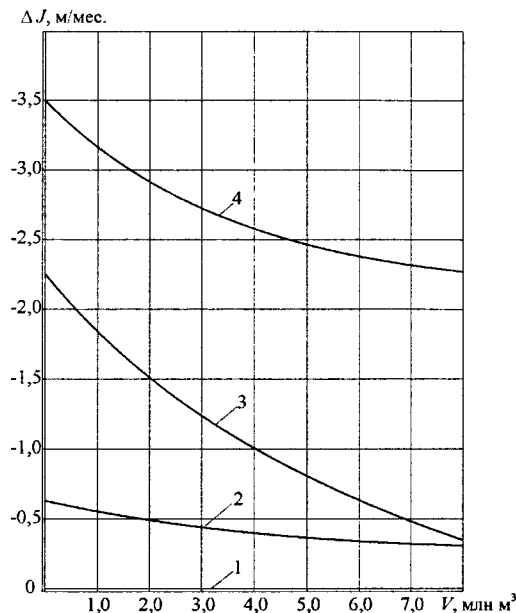


Рис. 7.50. График снижения среднемесячной высотной интенсивности бетонирования массивных плотин в зависимости от способа укладки бетона: 1 – бетонирование кабель-кранами с бадьей 8 м<sup>3</sup>, 2 – бетонирование с эстакад кранами с бадьей 6 м<sup>3</sup>, 3 – однослойное бетонирование без трубного охлаждения, 4 – бетонирование самоподъемными кранами без эстакад



тельства подобных сооружений без существенного увеличения стоимости работ. Но выполнение бетонных работ таким способом требует серьезной заблаговременной инженерной подготовки, что пугает многих проектировщиков и руководителей строек. Однако другого пути интенсификации строительства бетонных плотин (особенно из укатанного бетона) на многоводных реках в районах с неблагоприятными климатическими условиями, характерными для восточных регионов нашей страны, нет.

**Гиндин Арон Маркович (1903-1993)** – крупный инженер-гидростроитель. Участвовал в сооружении Вархобской ГЭС в Таджикистане. Руководил строительством Храмской ГЭС на Кавказе и одной из крупнейших в мире Братской ГЭС вместе с Братским лесопромышленным комплексом, алюминиевым заводом и Корщунским горно-обогатительным комбинатом. Под его руководством впервые в стране возведена высокая бетонная плотина с применением массивной бетонной опалубки и искусственного охлаждения бетонного массива.



**Шапошников Николай Федотович (1891-1964)** – крупный инженер-гидростроитель. Участвовал в сооружении канала им.Москвы и Ивановской ГЭС. Возглавлял строительство Сызранской и нескольких ГЭС в северных районах страны. Главный инженер строительства Мингечаурской, Куйбышевской и Новосибирской ГЭС. Впервые применил безстакадный намыв гравийно-галечниковых грунтов в плотину и бетонирование гидросооружений в армоконструкциях с омоноличенным поясом.

**Левшин Серафим Александрович (1903-1995)** – крупный инженер-гидростроитель. Участвовал в строительстве Нижне-Свирской ГЭС. Во время и после войны руководил восстановлением ее и Волховской ГЭС. Главный инженер строительства Нарвской, Каунасской, Плявиньской и Рижской ГЭС. Первым осуществил строительство гидроэлектростанций из сборно-монолитных железобетонных конструкций.



## Глава 8. БЕТОНИРОВАНИЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНЫХ ТЕМПЕРАТУРАХ

### 8.1. Методы укладки бетона при отрицательных температурах

Укладку бетона при отрицательных температурах в гидростроительстве производят одним из трех методов: в тепляках, методом «термоса» или электропрогревом.

*Бетонирование в стационарных тепляках.* Процесс укладки бетона в стационарных тепляках, где постоянно поддерживается положительная температура, мало отличается от бетонирования в летний период. Бетонная смесь в массивные сооружения укладывается с низкой начальной температурой (около 5<sup>0</sup>С), легко получаемой в зимний период естественным путем. В сочетании с невысокой положительной температурой воздуха в тепляке это создает благоприятные условия для поддержания в бетонном массиве нужного температурного режима. Одновременно тепляки обеспечивают благоприятные условия для труда рабочих при любых температурах наружного воздуха и способствуют повышению культуры производства.

Бетонирование в стационарных тепляках, однако, отличается большим объемом вспомогательных работ, значительным расходом материалов на строительство тепляков и тепла на поддержание в них положительной температуры. В результате удорожание работ достигает 50-60% а применение стационарных тепляков на бетонных работах незначительно. Оно считается оправданным лишь при выполнении одновременно с укладкой бетона других работ, требующих положительных температур.

*Бетонирование методом «термоса».* Этот метод основан на сохранении в массиве тепла уложенного бетона и экзотермического тепла, выделяемого цементом в процессе гидратации в течение времени, необходимого для достижения бетоном 50% проектной прочности. По достижении заданной прочности допускается распалубка и замораживание уложенного бетона. При этом способе бетонирования тепляк выполняет вспомогательную роль и нужен только на время подготовки блока и укладки бетона (рис. 8.1).

Бетонирование методом «термоса» включает: установку утепленной опалубки, дополнительное утепление углов блока, устройство временного перекрытия над ним, обогрев закрытого пространства и подготовку основания блока, укладку бетона и распалубку после набора бетоном нужной прочности (рис. 8.2)

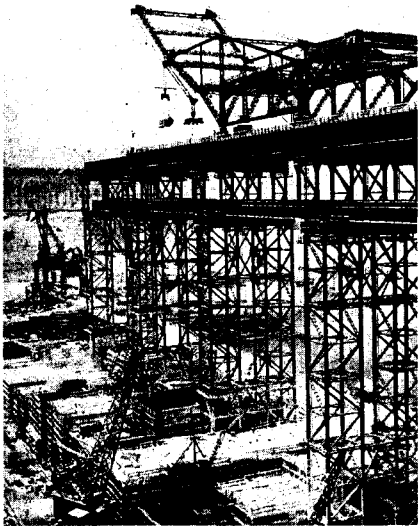


Рис. 8.1. Укладка бетона в метод «термоса» и монтаж высокой эстакады на Братской ГЭС

Опалубочные работы при бетонировании методом «термоса» отличаются большими трудозатратами и высокой стоимостью. Экономичные консольная и скользящая опалубки неприменимы из-за недопустимости быстрой распалубки. Консольная опалубка со съёмной палубой положения изменить не может, так как основная масса ее материала заключена в оставляемой на забетонированном блоке палубе (рис. 8.3). Опалубка из бетонных блоков дорога и без дополнительного утепления не гарантирует уложенный в ней бетон от замерзания при низких температурах.

Большую и трудоемкую работу при опалубке любой конструкции

представляет отепление углов и контактов укладываемого бетона со старым бетоном, выполняемое вручную с использованием опилок и шлаковаты и не поддающееся механизации.

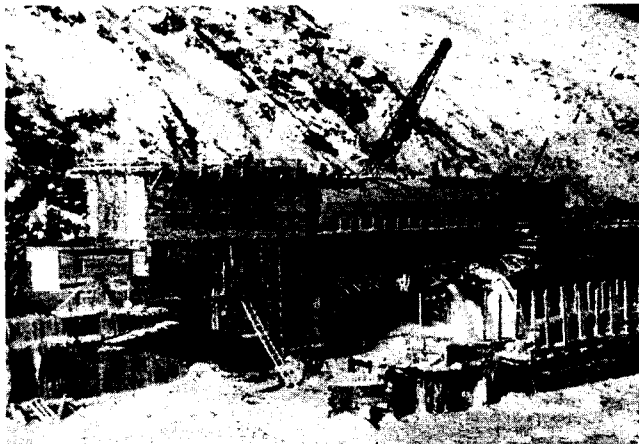


Рис. 8.2. Тепляк для укладки бетона методом «термоса» и монтаж первого в гидростроительстве подвижного шатра на Бухтарминской ГЭС

Подготовка и бетонирование методом «термоса» открытых блоков при температурах ниже минус 15°C требуют устройства над блоком временного покрытия и круглосуточного обогрева тепляка электрическими или паровыми

калориферами. При обогреве же острым паром не обеспечиваются нормальные условия труда рабочих. В результате процесс подготовки блоков представляет одну из самых трудных операций технологического процесса укладки бетона и нередко отрицательно отражается на здоровье работающих в блоке людей.

Бетонирование в закрытых блоках значительно более трудоемко, чем в открытых и практически не допускает механизации разравнивания и уплотнения бетонной смеси. При больших морозах трудность укладки бетона резко возрастает: разгрузка бетонной смеси из бадей усложняется, верхний слой бетона в блоке нередко подмерзает, условия труда бетонщиков становятся крайне тяжелыми.

Температура выдаваемой бетонным заводом бетонной смеси при укладке методом «термоса» зависит от температуры наружного воздуха. По ТУ она не должна превышать значений, приведенных в табл. 8.1, на практике же по условиям строительства она бывает значительно выше, что не способствует успеху борьбы с температурным трещинообразованием.

Таблица 8.1

Температура бетонной смеси в °C при укладке методом «термоса» при выдаче с бетонного завода

Нормативный документ	Температура бетонной смеси при температуре наружного воздуха в градусах						
	-10	-15	-20	-25	-30	-40	-45
По ВСН 31-83 / Минэнерго СССР	7-9	8-10	9-11	10-12	11-13	12-14	14-16
По ТУ Бухтарминской ГЭС	10	16	21	26	31	36	-

*Периферийный электропрогрев.* Этот способ бетонирования основан на активном подогреве уложенного в блок бетона теплом, выделяющимся при прохождении электрического тока по нашиваемым на опалубку стальным электродам и влажному бетону. Под влиянием переменного тока напряжением 60-90 вольт периферийный слой бетона нагревается. По периметру блока образуется слой прогретого бетона, сохраняющий выделяемое твердеющим бетоном тепло экзотермии и защищающий бетонный массив от раннего замерзания.

Электроды при периферийном электропрогреве представляют собой стержни из арматурной стали 6-8 мм длиной несколько большей высоты блока, закрепляемые на опалубке через 20-40 см. Каждый из электродов наверху присоединяют к соответствующей фазе электросети через софит. Софит обычно состоит из доски длиной 3-4 м, на которой на фарфоровых роликах укреплены три (по числу фаз электросети) провода сечением 16-25 мм<sup>2</sup>. К каждому из них с интервалами в 0,5 м при-

соединены по два конца шнура сечением 1,5 мм<sup>2</sup> и длиной около 1,5 м. Провода софитов присоединяют к питающей сети, а концы шнуров – к электродам.

Электропрогрев бетона может осуществляться как прямым включением в электрическую сеть с напряжением 220-380 В, так и через трансформаторы с напряжением 50-106 В. Для обеспечения безопасности работающих при электропрогреве бетона применяют преимущественно масляные трансформаторы типа ТМ-75/6 мощностью 50 кВт. Однако на практике нередко для этих целей используют обычные сварочные трансформаторы, имеющие на низкой стороне напряжение 55-95 или 70-120 В при условии нагрузки их не более чем на 70-80% мощности [67].

При небольших отрицательных температурах (минус 5-10<sup>0</sup>С) периферийный электропрогрев позволяет вести зимнее бетонирование в неутепленной опалубке при открытых блоках бетонной смесью с достаточно низкой начальной температурой. Максимальная температура разогрева бетонного массива при этом несколько выше, чем при бетонировании в стационарном тепляке. Однако увеличение температурного максимума из-за кратковременности действия электропрогрева незначительно.

При низких отрицательных температурах (минус 20-35<sup>0</sup>С) и укладке бетонной смеси с температурой 5-10 бетонирование с использованием электропрогрева возможно лишь в утепленной опалубке с устройством блочно-го шатра, который необходим для подготовки блока и предохранения уложенного бетона от замерзания до включения прогрева. Теплоизоляционные свойства опалубки при этом должны обеспечивать постепенность остывания массива и ограничивать перепад температур между ядром и гранями блока в допустимых пределах до достижения бетоном заданной прочности.

При электропрогреве становится возможным использовать в качестве опалубки (даже при низких температурах) бетонные блоки с устройством над ними инвентарного покрытия. Подготовка блоков в этом случае с подогревом основания, как и укладка бетонной смеси, ничем не отличаются от подобных операций метода «термоса» со всеми их отрицательными сторонами.

При периферийном электропрогреве нередко применяют укладку бетона с «холодными стыками», которая заключается в укладке бетонной смеси на не отогретую при подготовке блока бетонную поверхность. При всей заманчивости подобное решение не способствует трещиностойкости сооружения, так как на замерзшее основание необходимо укладывать бетонную смесь с температурой, на 10С превышающей его температуру и соответствующим увеличением разогрева ядра бетонного массива.

До начала шестидесятых годов прошлого века укладка бетона зимой методом «термоса» в гидростроительстве повсюду производилась в тепляках из опалубки (см. рис. 8.1 и 8.2). Процесс устройства таких тепляков включал установку опалубки из теплых щитов по контуру блока и металли-

ческих колонн внутри его. На опалубку и колонны укладывали прогоны, а по ним щиты покрытия (на Бухтарминской ГЭС они представляли собой двухслойные с прокладкой пергамента деревянные щиты размером 2,2x1,0 м, а на Братской и Усть-Илимской – дерево-металлические щиты 5,5x5,0 м с люками). Пространство между опалубкой и перекрытием закрывалось брезентом. Углы блока дополнительно утеплялись (обычно камышовыми матами).

Тепляк обогревался калориферами или острым паром в продолжение всего периода подготовки основания и укладки бетона. При очень низких температурах или недостаточной герметичности тепляка процесс подготовки блока продолжался многие сутки и практически определял темп укладки бетона в сооружение.

Бетонная смесь укладывалась в блок либо через люки, либо через окна, образуемые поочередным снятием щитов покрытия. После бетонирования поверхность блока засыпалась слоем опилок, покрытие тепляка разбиралось и начинались работы на вышележащем ярусе.

Нужный температурный режим в массиве поддерживался применением теплой опалубки, укладкой подогретой бетонной смеси и отказом от распалубки в течение всего зимнего сезона.

Трудозатраты при таком способе бетонирования резко возрастали, а темпы укладки бетона из-за большой сложности подготовки блоков и отвлечения для этого бетоноукладочных кранов значительно снижались.

## 8.2. Бетонирование гидросооружений в инвентарных тепляках

После создания в 1958-1959 гг. на Бухтарминской ГЭС подвижных бетоноукладочных шатров (рис. 8.4) проблема снижения трудоемкости зимнего бетонирования на большинстве отечественных строек решалась преимущественно путем укладки бетона в инвентарных тепляках с боковыми стенами из теплой опалубки и покрытием в виде инвентарной подвижной крышки размером на один блок. Такая крышка могла опираться как на опалубку, так и на собственные колонны, быть самоподъемной или подниматься краном, нести инженерные коммуникации и оборудование. Опалубка в таких случаях выполнялась преимущественно консольной с оставляемой на блоке при распалубке палубой либо из утепленных железобетонных плит и блоков.

Простота конструкции тепляков в виде сочетания двух элементов «опалубочный щит + инвентарная подвижная крышка» и существенное сокра-

щение трудоемкости работ (особенно продолжительности подготовки блоков) вместе с повышением темпов зимнего бетонирования обеспечили этому способу производства работ широкое распространение на строительстве Усть-Илимской, Зейской, Саяно-Шушенской и других гидроэлектростанций.

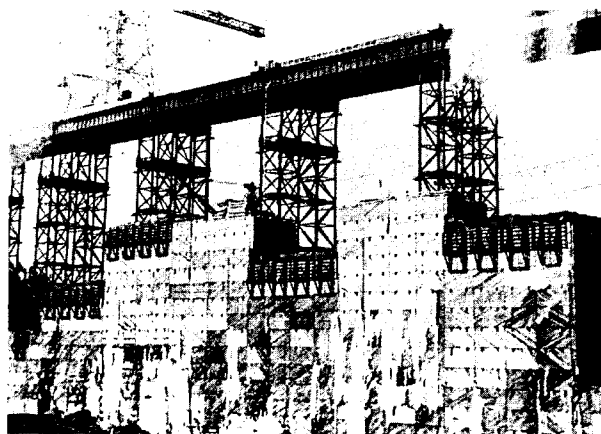


Рис. 8.3. Укладка бетона в консольной опалубке со съемной палубой зимой на Усть-Илимской ГЭС

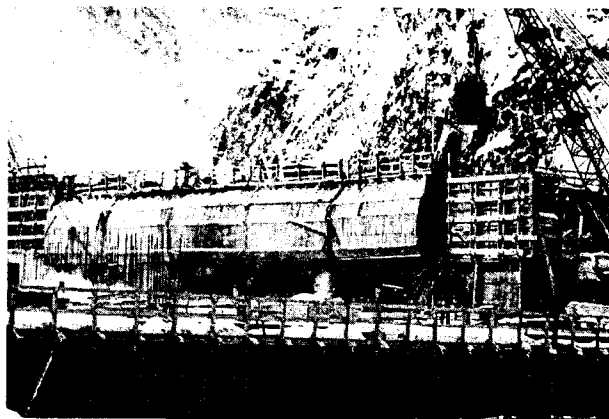


Рис. 8.4. Укладка бетона в первом подвижном шатре на Бухтарминской ГЭС зимой 1957-58 года

**Инвентарные тепляки Братской ГЭС.** Институтом Оргэнергострой были разработаны несколько вариантов инвентарного тепляка с крупноразмерной крышкой для Братской ГЭС. Один из вариантов для столбчатых блоков 13,8x15 м представлял собой пространственную крышку размером 10,4x12,2 м, опирающуюся на

бетонную опалубку из массивных блоков. В ее деревянном из утепленных стружкой щитов покрытии располагались 24 люка 110x180 см для подачи бетона. Сопряжение перекрытия со стенами осуществлялось легкими щитами. Опирались перекрытия на бетонные блоки опалубки осуществлялось через опорные стальные балки. Вся конструкция поднималась бетоноукладочными кранами. В случае необходимости была возможность опирания на колонны с подъемом лебедками. Покрытие оснащалось системами и оборудованием для энергоснабжения и отопления блока (рис. 8.5). Широкого применения на строительстве эти конструкции, однако, не получили.

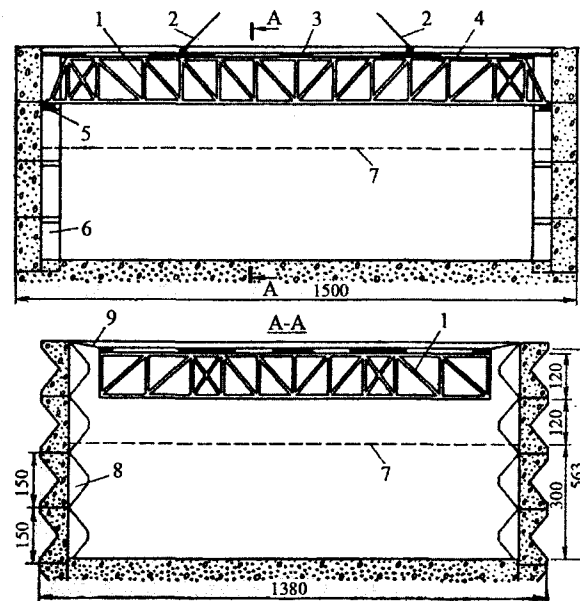


Рис. 8.5. Схема тепляка с инвентарной крышкой Братской ГЭС:

1 – съемная крышка, 2 – стропа крана при подъеме, 3 – щит контурного утепления, 4 – люк для подачи бетона, 5 – опорная балка, 6 – опалубка из бетонных блоков, 7 – уровень бетона в блоке

**Инвентарный тепляк Усть-Илимской ГЭС** представлял собой сочетание теплой консольной опалубки и инвентарной крышки. Размеры последней были на 2 м меньше размеров блока (плотина была разрезана на столбы с размерами 11x12 и 12x22 м). Крышка тепляка состояла из пространственной металлической конструкции с деревянным покрытием и люками для подачи бетона. Она оборудовалась четырьмя колоннами, брезентовым фартуком, подъемным приспособлением и ограждениями, опиралась на бетон ранее уложенного блока. Опорные колонны состояли из труб диаметром 219 мм для крышки размером 9x10 м и диаметром 273 мм для крышки 10x20 м. Нижняя часть колонн обмазывалась солидолом и обертывалась строительной бумагой. Этим обеспечивалась возможность извлечения их из свежеуложенного бетона после набора им необходимой прочности. Все операции по извлечению колонн, подъему и перемещению крышки выполнялись бетоноукладочными кранами. По окончании зимнего сезона все крышки демонтировались и бетон укла-

дывался в открытые блоки [91.14]. Схема технологического процесса с подвижной крышкой на скользящих опорах приведен на рис. 8.6.

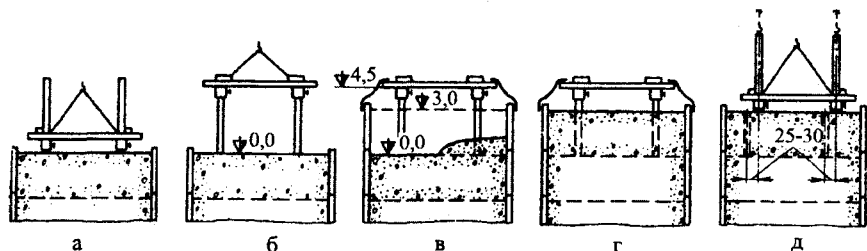


Рис. 8.6. Схема производства работ с использованием крышки со скользящими опорами на Усть-Илимской ГЭС:

а – опускание крышки на бетон после набора им прочности 2,2 МПа, б – подъем крышки в верхнее положение и закрепление ее, в – установка опалубки блока и закрытие пространства между ней и крышкой брезентом, г – подготовка блока и укладка бетона, д – извлечение опор из забетонированного блока и установка крышки на бетон со смещением опор относительно отверстий на 25-30 см

Применение инвентарных тепляков с подвижной крышкой снижает трудоемкость зимнего бетонирования за счет снижения трудозатрат на монтаж и демонтаж покрытия, уменьшения объема отопления блока опилками и работ по уборке их. Существенно уменьшаются отвлечение бетоноукладочных кранов и расход безвозвратного металла на опорные стойки. Но эффект их, как свидетельствуют строители Усть-Илимской ГЭС, мог быть большим при оснащении крышек инженерными коммуникациями (вода, воздух, пар, энергоснабжение) и оборудованием для выполнения внутриблочных работ (калориферы, сварочные трансформаторы, сборки и пр.).

**Инвентарный тепляк Зейской ГЭС** представлял собой крупноразмерную крышку, опиравшуюся на несъемную железобетонную опалубку с отоплением из пенопласта. По периметру крышки располагался фартук из брезента. Креплением его с внутренней стороны опалубки обеспечивалось сохранение положительной температуры внутри блока при монтаже и подъеме шатра. Подъем крышки тепляка производился бетоноукладочными кранами или лебедками на выдвинутых колоннах. Колонны устанавливались на бетон перед началом работ на следующем по высоте ярусе. В отличие от усть-илимской крышка зейского типа была оборудована приемными бункерами, комплексом инженерных коммуникаций, кран-балкой грузоподъемностью 0,5 т, приборами отопления и освещения. Наличие кран-балки позволяло применять на укладке бетона пакет из трех вибраторов И-60 или один тяжелый вибратор, а также подавать мелкие грузы. В виду активного участия в технологическом процессе намечалось использовать крупноразмерные крышки тепляка со всем их оборудованием в летнее время для механизации укладки бетона [107.10].

**Самоподъемный контурный шатер-тепляк Саяно-Шушенской ГЭС** при размерах 12x23 м был оснащен восемью телескопическими трубчатыми опорами с гидроцилиндрами с ходом 1500 мм. Опоры располагались внутри блока по его контуру таким образом, что обеспечивали устойчивость шатра при опирании на любые шесть из восьми. Во время бетонирования телескопическая опора в зоне укладки бе-

тонной смеси приподнималась, а после уплотнения бетона устанавливалась на него. По мере продвижения фронта укладки поочередно поднимались все опоры и шатер автоматически перемещался на новую отметку. Боковые поверхности такого шатра образовывались двухъярусной консольной опалубкой. Пространство между опалубкой и контурным шатром закрывалось шарнирно-откидными открывками или брезентовым фартуком. Этим обеспечивалась возможность бетонирования блоков размером до 27x 15 м при меньших размерах шатра. Шатер оборудовался постоянными магистралями воды, пара и воздуха, паровыми и электрическими калориферами, сварочными и понижающими трансформаторами, электрической талью и системой освещения. Монтаж и демонтаж шатров производились кранами КБГС 1000 при снятом покрытии. Наличие самоподъемного шатра-тепляка позволяло создавать нужный тепловой режим при подготовке блока, укладке и выдержке бетона, способствовало комплексной механизации внутриблочных работ и снижению их трудоемкости (рис. 8.7; 8.8).

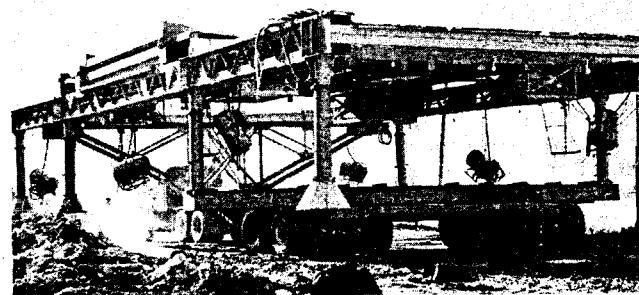


Рис. 8.7. Контурный самоподъемный шатер-тепляк Саяно-Шушенской ГЭС во время транспортировки

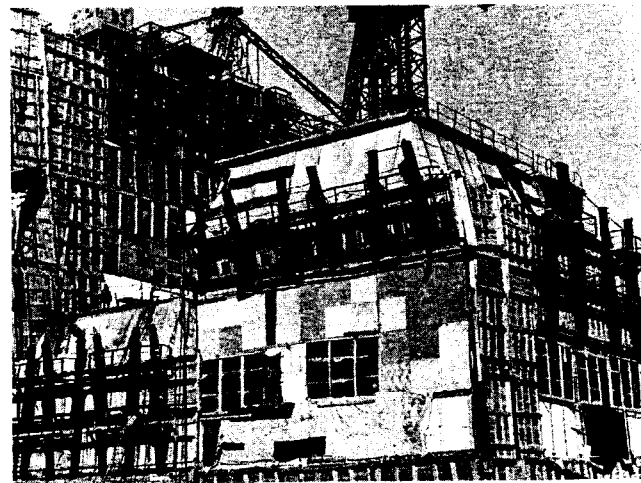


Рис. 8.8. Укладка бетона на Саяно-Шушенской ГЭС зимой в самоподъемном тепляке и двухъярусной консольной опалубке

Все технологические схемы бетонирования плотин в тепляках с инвентарными подвижными крышками предусматривают столбчатую разрезку сооружения с относительно небольшими размерами блочных пространств; использование при укладке бетонной смеси механизмов малых габаритов; защиту боковых поверхностей блоков отепленной опалубкой или теплоизоляционными щитами. Участие подвижных конструкций в технологическом процессе укладки бетона в них ограничивалось преимущественно обогревом блока во время подготовки и укладки бетона.

Применение инвентарных тепляков и шатров не уменьшает опасности трещинообразования бетонного массива, не изменяет основных принципов возведения плотины (разрезки на блоки, размеров блоков, необходимости цементации швов) и, несмотря на некоторое уменьшение трудоемкости бетонных работ в зимний период, не приводит к коренному снижению ее в целом.

Улучшение рассматриваемого способа работ во многом зависит от конструкции подвижных крышек. Предъявляемые к ним требования включают: удобство подачи бетона в блок при минимальном числе грузовых отверстий,

возможность выполнения работ под крышкой серийным оборудованием, простой и быстрый подъем крышки без охлаждения внутриблочного пространства,

способность крышки и ее опорных конструкций защитить находящихся в блоке людей при случайном опирании на крышку бадьи с бетоном, возможность размещения на крышке блочных коммуникаций и оборудования,

минимальное число элементов в составе конструкции при полной заводской готовности и ограничении веса их грузоподъемностью бетоноукладочных кранов,

малый расход остающегося в бетоне металла и экономичность конструкции,

совершенствование подъема и механизмов для внутриблочных работ [25].

### 8.3. Возведение плотин в подвижных шатрах-цехах с искусственным климатом

#### 8.3.1. Основные положения цеховой технологии бетонных работ

Большая часть гидроэнергетических ресурсов нашей страны расположена в районах с резкоконтинентальным климатом и суровой продолжительной зимой. Возведение плотин в этих условиях традиционными методами весьма трудоемко и дорого. Внедрение на Усть-Илимской, Зейской и



Рис. 8.9. Состояние плотины Конкано в Италии в зимний период

Саяно-Шушенской ГЭС инвентарных подвижных шатров-тепляков способствовало некоторому снижению трудоемкости и повышению темпов зимнего бетонирования, но проблему в целом решить не смогло. Переход же в этих районах на принятый за рубежом сезонный метод выполнения бетонных работ в наших условиях мало реален (рис. 8.9; 8.10).



Рис. 8.10. Подвижные бетоноукладочные шатры на плотине Бухтарминской ГЭС зимой 1959-60 г.

Кардинальное решение проблемы круглогодичного бетонирования массивных плотин в районах с суровым климатом может быть достигнуто при возведении их в подвижных бетоноукладочных шатрах-цехах с искусственным климатом. Такой метод был апробирован на стационарной плотине Бухтарминской ГЭС в 1958-1960 гг., на трех секциях Красноярской плотины в 1965-1966 гг. и на плотине Токтогульской ГЭС в 1968-1972 гг. при различных способах укладки бетона. При этом на Бухтарминской и Токтогульской ГЭС были достигнуты положительные результаты [25; 90.13].

Основные положения цеховой технологии возведения плотин состоят в следующем.

1. Над каждой секцией плотины монтируется шатер, способный перемещаться по вертикали с яруса на ярус. Система из подвижных шатров над секциями плотины образует многопролетный бетоноукладочный цех над всем сооружением. Внутри цеха круглый год поддерживается искусственный климат с оптимальными для твердения бетона температурой и влажностью воздуха, а межсекционные и горизонтальные поверхности блоков защищаются от наружного воздуха в продолжение всего периода работ.

2. Бетоноукладочные шатры-цеха каждой секции плотины оснащаются необходимыми для выполнения операций технологического процесса коммуникациями (вода, воздух, пар, электроэнергия, связь), оборудованием и механизмами. Все инженерные коммуникации и оборудование размещаются на каркасе шатра и перемещаются вместе с ним по высоте.

3. Укладка бетона в шатре-цехе производится невысокими блоками преимущественно при секционной разрезке. Все операции технологического процесса и работы на секциях выполняются в определенном порядке и ритме. Цикличность бетонирования и искусственный климат цеха обеспечивают соответствие термонапряженного состояния бетонного массива расчетным предпосылкам и возможность успешной борьбы с температурным трещинообразованием.

4. Нужный температурный режим бетонного массива достигается преимущественно технологическими средствами: применением жестких малоцементных бетонных смесей (возможным благодаря оснащению цеха мощными средствами уплотнения бетона), укладкой их с низкой начальной температурой (возможной в зимний период только в условиях искусственного климата), интенсивным поверхностным охлаждением невысоких блоков воздухом или водой в период между укладкой смежных по высоте ярусов, регулированием роста плотины по высоте по сезонам работ.

5. Неблагоприятные для обычных методов бетонирования природные факторы используются в технологии работ: продолжительный холодный период – для получения естественным путем бетонной смеси с низкой темпе-

ратурой при укладке, холодная вода – для приготовления бетона и поверхностного охлаждения его; холодный воздух – для поддержания невысокой температуры в цехе; тепловыделение бетона в процессе твердения – для обогрева цеха.

6. Секционная разрезка плотины и искусственный климат над сооружением, стационарные коммуникации шатра и оснащение его собственными механизмами и оборудованием для выполнения операций при подготовке блока и укладке бетона приближают возведение плотин в подвижных цехах по условиям работ к промышленным предприятиям, обеспечивают снижение трудоемкости, повышение темпов и культуры работ в самых неблагоприятных климатических условиях, создают все необходимые предпосылки для перехода в перспективе к автоматизированному процессу возведения бетонных плотин.

Принципиальное отличие цехового метода работ от возведения сооружений в инвентарных шатрах-теплицах заключается в активном участии подвижного шатра в технологическом процессе и кардинальном воздействии его на методы работ и условия их выполнения.

В зависимости от способа подачи бетонной смеси в блок различают три технологические схемы бетонирования плотин в подвижных шатрах-цехах с искусственным климатом: с укладкой бетона кранами, с транспортом бетона в блок автосамосвалами и с непрерывно-конвейерным транспортом бетонной смеси.

### 8.3.2. Бетонирование плотин в подвижных шатрах-цехах кранами

Подвижные шатры при этой технологии состоят из типовых взаимозаменяемых элементов двух типов: для опережающих и для отстающих секций плотины. Длина элементов опережающих секций – примерно на 1,0 м больше ширины секции плотины, а элементов отстающих секций – соответственно меньше. Опережающие элементы шатра могут оснащаться боковыми подвесками для крепления межсекционной опалубки (рис. 8.11).

Несущий каркас типового элемента – стальной с преимущественно деревянным покрытием, выполненным с максимумом открывающихся люков. На каркасе шатра каждой секции плотины размещают системы водо-, воздухо- и энергоснабжения, отопления, освещения и связи, перемещаемые вместе с ним по вертикали (рис. 8.12).

Каждый типовой элемент опирается на две колонны, которые могут быть забетонированы в блоке или являться неотъемлемой частью конструкции шатра. Типовые элементы шатра на каждой секции плотины соединяются между собой попарно или по три и образуют устойчивые подвижные



блоки. Между этими блоками оставляют зазоры шириной около 10 см, обеспечивающие свободу передвижения шатра по вертикали. Такие же зазоры оставляют и между опережающими и отстающими шатрами.

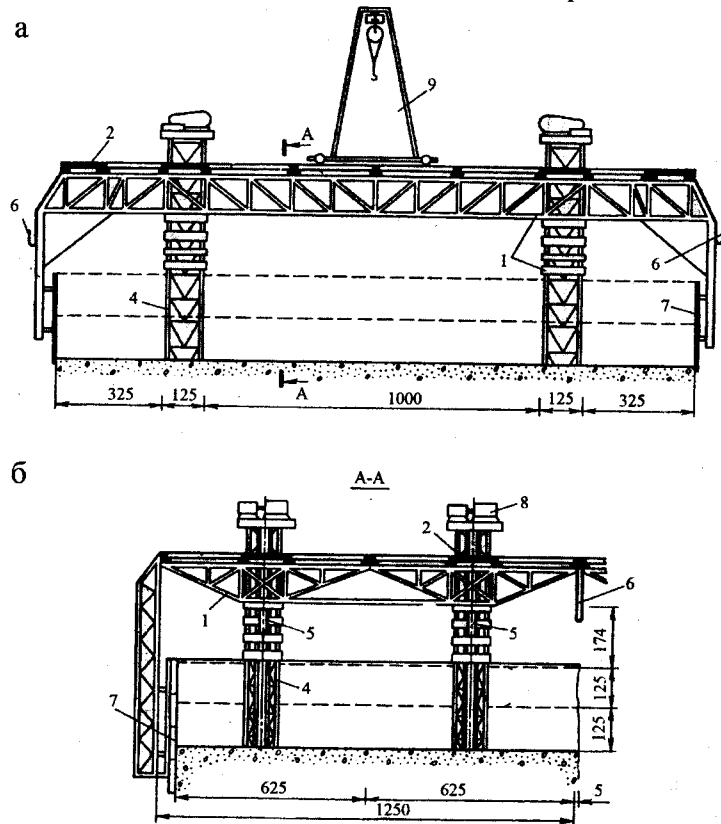


Рис. 8.11. Конструктивная схема подвижного шатра стационарной плотины Бухтарминской ГЭС при крановой укладке бетона:

а – поперечный разрез типового элемента шатра, б – продольный разрез по шатру: 1 – стальной каркас, 2 – деревянное покрытие, 3 – утепление с верхнего бьефа, 4 – металлическая колонна на срезе для консоли, 5 – опорная консоль, 6 – брезентовый фартук, 7 – скользящая опалубка, 8 – электрическая лебедка г/п 1,25 т с шестикратным полиспастом, 9 – козловой кран г/п 2 т

Для защиты пространства под шатром от наружного воздуха с верхнего и нижнего бьефов, в межблочных и межсекционных швах к шатрам подвешивают гибкие фартуки, позволяющие сохранять тепло при подъеме шатра на нужную высоту.

Подъем шатров может производиться гидравлическими и электромеханическими домкратами (при наличии в их конструкции колонн) или переносными электрическими лебедками с многократными полиспастами и электромеханическими подъемниками при опирании шатра на колонны, остав-

ляемые в бетоне (рис. 8.13). Продолжительность подъема одного подвижного блока шатра по опыту занимает до 15 минут.

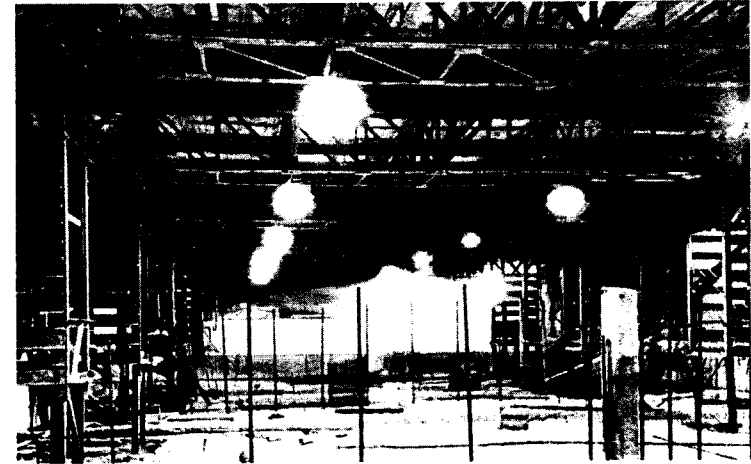


Рис. 8.12. Внутренний вид бетоноукладочного шатра-цеха стационарной плотины Бухтарминской ГЭС

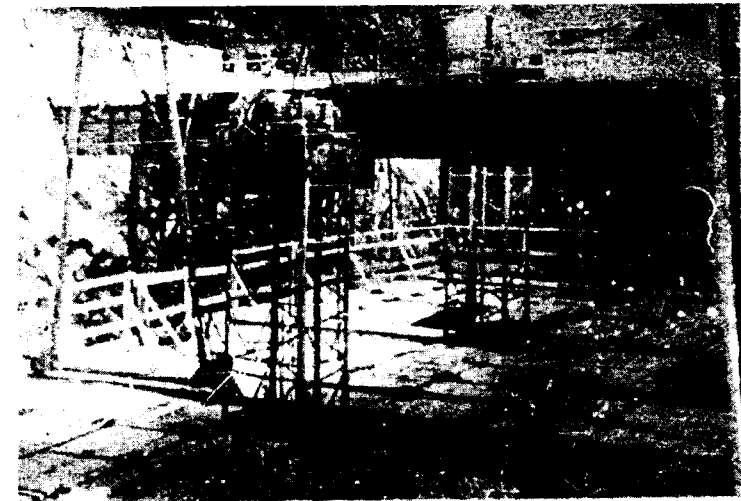


Рис. 8.13. Подъем подвижного шатра стационарной плотины Бухтарминской ГЭС электрическими лебедками с полиспастами

Технология укладки бетона в подвижном шатре включает пять операций: установку опалубки, подготовку блока, укладку и уплотнение бетонной смеси, уход за бетоном и подъем шатра.

Опалубка может применяться любого вида: скользящая или щитовая с опиранием на каркас шатра – преимущественно в межсекционных швах; консольная, мелкощитовая и из бетонных панелей – на низовой и напорной поверхностях плотины. Наилучший результат дает использование скользяще-переставной опалубки в межсекционных швах и утепленных бетонных панелей на внешних гранях сооружения. Для установки ее может быть использован либо подвешенный к покрытию шатра электротельфер, либо малогабаритный кран внутри шатра.

Арматура в массивных плотины как правило отсутствует. При наличии ее целесообразно включать в опалубочные бетонные панели или устанавливать сетками.

Подготовку блоков в шатрах выполняют путем обработки поверхности бетона в раннем возрасте водо-воздушной струей, либо очисткой поверхности от цементной пленки электрическими проволочными щетками с немедленной промывкой. При больших перерывах в бетонировании ярусов поверхность бетона пескоструят.

Бетонную смесь в подвижных шатрах укладывают блоками высотой 1,5-2,25 м слоями в два-три уступа при разгрузке с покрытия. При подаче бетона трехкубовыми бадьями и уплотнении пакетами мощных вибраторов (установленных на электротракторах или подвешенных на оснащающем шатер кране) разравнивания смеси не требуется (рис. 8.14). При подаче бадьями большей емкости бетонная смесь должна разравниваться малогабаритным бульдозером.

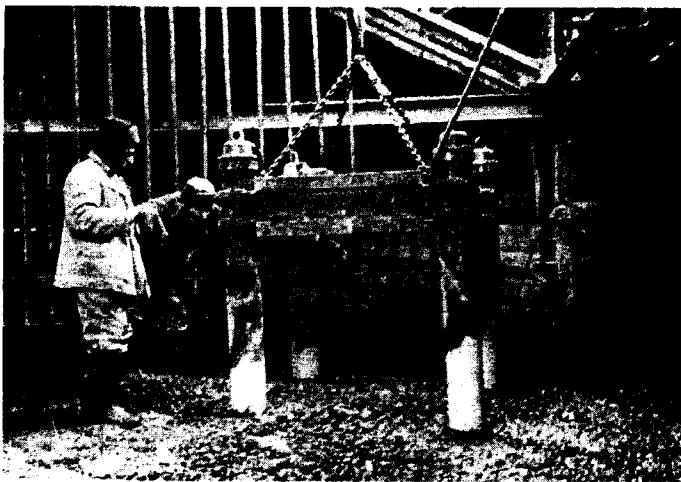


Рис. 8.14. Уплотнение бетона пакетом вибраторов в шатре стационарной плотины Бухтарминской ГЭС

Уход за уложенным бетоном включает: поддержание в шатре температуры около  $+5^{\circ}\text{C}$ , полив горизонтальной поверхности блока водой и защиту внешних поверхностей плотины от раннего замораживания (рис. 8.15). Поддержание требуемой температуры в шатре площадью до  $1000\text{ м}^2$  при этом без затруднений обеспечивается работой одного-двух электрокалориферов мощностью 40-50 кВт и выделенным уложенным бетоном теплом экзотермии.

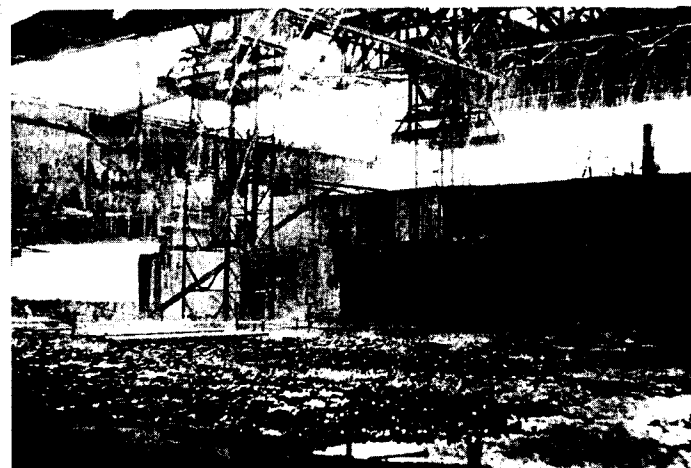


Рис. 8.15. Скользящая опалубка на шатре стационарной плотины и полив уложенного бетона водой из спринклерной установки

Рассмотренная технология не предъявляет особых требований к конструкции плотины и может применяться на любых сооружениях, разрезаемых температурно-усадочными швами на секции шириной до 30 м. Однако производственная эффективность ее тем выше, чем проще (технологичнее) конструкция плотины, особенно в части размещения в бетонном массиве больших водоводов с металлической облицовкой.

Технология укладки бетона в подвижных шатрах-цехах с искусственным климатом над всем сооружением была разработана и впервые в гидростроительстве применена на строительстве бетонной плотины Бухтарминской ГЭС на р. Иртыш. Район строительства гидроузла характерен суровым резкоконтинентальным климатом. Среднегодовая температура воздуха ниже  $+3^{\circ}\text{C}$ . Средние температуры зимних месяцев изменяются от минус 16 до минус  $19^{\circ}\text{C}$ , минимальная достигает минус  $50^{\circ}\text{C}$ . Средние температуры летних месяцев составляют плюс  $20-23^{\circ}\text{C}$ , а максимальная  $35^{\circ}\text{C}$ . Зимний период продолжается 6 месяцев, а лето 3-4. В створе гидроузла наблюдаются устойчивые ветры, особенно зимой.

Долина реки в районе строительства образует каньонообразное сужение. Ширина его по урезу воды около 200 м. Берега крутые, поднимаются над рекой до 300 м, сложены прочными породами «габбро».

Напорный фронт гидроузла образован бетонной гравитационной плотиной с объемом бетона 850 тыс.м<sup>3</sup>. С нижнего бьефа к ней примыкает здание ГЭС, а на правом берегу – четырехкамерный шлюз. Плотина имеет длину по гребню 380 м, наибольшую высоту 90 м и состоит из четырех участков: водосливного, станционного и глухих – левобережного и правобережного. Между агрегатными секциями станционной части плотины запроектированы полые швы шириной 4 м. В теле каждой из ее семи секций проходит турбинный водовод диаметром 5,6 м с металлической облицовкой на всем своем протяжении.

Укладка бетона в плотину производилась преимущественно портално-стреловыми кранами с двух бетоноукладочных эстакад. Основание плотины бетонировалось гусеничными кранами со дна котлована. Бетон плотины до отметок нижней эстакады и полностью в здание ГЭС укладывался портално-стреловыми кранами грузоподъемностью 10 т, располагавшимися на нижней эстакаде. Остальная часть плотины бетонировалась четвертьными такими же кранами с верхней эстакады, располагавшейся на 34 м выше нижней. Бетон в расположенные под эстакадами блоки подавался по хоботам (рис. 8.16).

В первые два года работ бетон в плотину укладывался блоками длиной до 15 м с перевязкой швов по днепровской схеме. Зимой бетонирование велось методом «термоса» с устройством над каждым блоком индивидуального тепляка. Однако и эти меры не обеспечивали нормального производства. Сильные морозы с ветрами создавали порой непреодолимые трудности и бетонные работы прерывались на недели. Необходимость укрывать законченные блоки опилками, отогревать каждый блок заново, трудность механизации насечки бетонной поверхности и промывки ее в морозные дни снижали интенсивность бетонирования в зимний период более чем в 2 раза.

Неудовлетворительные результаты первых лет производства бетонных работ заставили строителей искать новые способы выполнения их в зимний период. В процессе поисков были опробованы три принципиально различных метода. Глухие плотины, часть секций станционной плотины, плита и бычки водосливной плотины укладывались небольшими, длиной до 15 м, блоками высотой 2,5–4 м с перевязкой швов по днепровской схеме. Четыре секции станционной плотины и отдельный устой бетонировались длинными, до 60 м, блоками высотой 1,25 м с укладкой их на столбчатое основание по армированному поясу. Закрытие гребенки водосливной плотины производилось высокими, до 7–8 м, блоками от бьефа до бьефа (см. рис. 8.18, 8.19).

Как показала неоднократная проверка, все методы укладки бетона при надлежащей защите боковых и верхних поверхностей блоков от воздействия отрицательных температур обеспечили трещиностойкость сооружения. При отсутствии же защиты бетонного массива от низких температур забетонированные любым методом блоки имели сквозные или поверхностные трещины.

Защита боковых поверхностей плотины от низких температур осуществлялась путем выдерживания их большую часть года в теплой опалубке. Этим и строгим соблюдением простейших технологических мероприятий удалось почти полностью избежать образования в ней температурных трещин. За все время было обнаружено только около 100 трещин в прискальных блоках и бычках. Все они образовались в первый период бетонирования до введения защитных мер [53,3; 0,19].

Наиболее эффективной и перспективной из трех применявшихся оказалась технология укладки бетона невысокими длинными блоками в подвижных шатрах-цехах

с искусственным климатом и комплексной механизацией всех операций. Эта технология включала все основные элементы цехового метода бетонирования. Важнейшим из них, позволившим на индустриальной основе решить проблему производства бетонных работ в зимний период, стали подвижные бетоноукладочные шатры. На Бухтарминской ГЭС было разработано шесть типов таких шатров [53.2] и три из них были внедрены в производство (см. рис. 8.4; 8.11; 8.18).

Конструкция шатров определялась технологией укладки бетона, материальными возможностями стройки и целым комплексом специальных требований. Первоочередными из них были: возможность круглогодичной укладки бетона длинными блоками и поддержания в шатре при любых морозах температуры не ниже плюс 3–5°С; гарантия тепловой защиты не набравшего прочность бетона от преждевременного замораживания; возможность подачи бетонной смеси краном в любую точку блока и использования тяжелых вибраторов для уплотнения бетона; способность нести на каркасе все необходимые инженерные коммуникации, вспомогательное оборудование и скользяще-переставную опалубку; исключение постоянного участия рабочих в процессах ухода за бетоном и охлаждения его; возможность подъема шатра со всем находящимся на нем оборудованием и коммуникациями имевшимися на стройке средствами; способности каркаса выдержать случайное опирание бабьи с бетоном; возможность монтажа и демонтажа несущих элементов шатра бетоноукладочными кранами.

Для удовлетворения этим требованиям шатер каждой секции плотины состоял из типовых взаимозаменяемых элементов со стальным каркасом и деревянным покрытием, выполненным в виде сплошь открывающихся люков. Элементы шатра соединялись попарно, образуя устойчивые подвижные блоки. Каждый такой блок опирался на четыре металлические колонны и нес на своем каркасе системы водо-, воздухо- и энергоснабжения, отопления, освещения и связи. На покрытии размещались электрооборудование и легкие козловые краны. Для сохранения под шатром тепла во время подъема каждый подвижной блок соединялся со смежными брезентовыми фартуками. Подъем шатра производился преимущественно перемещаемыми краном лебедками поочередно, без раскрытия подшатрового пространства. В результате все поверхности бетонировавшегося в шатрах массива плотины (за исключением надежно защищенных неснимавшейся опалубкой напорной и низовой граней) никогда не соприкасались с наружным воздухом в зимний период.

Наиболее ярким примером работы в подвижных цехах было возведение в начале 1959 г. третьей-шестой секций станционной плотины. Бетоноукладочный цех в этом случае имел два опережающих пролета шириной 20 м на секциях 4 и 6 и два отстающих по 18 м на секциях 3 и 5. Длина блоков на секциях 3–5 достигала 33 м, а на секции 6 – до 60 м (см. рис. 8.16; 8.17).

Шатер каждой секции состоял из шести – восьми типовых элементов, а не охваченный ими участок шестой секции был закрыт стационарным тепляком. По мере бетонирования плотины профиль ее сокращался, освобождавшиеся элементы демонтировались, а оставшиеся жестко соединялись со смежными.

Опорами шатров служили стальные решетчатые колонны с вертикальной прорезью с одной из сторон (по ней перемещалась опорная консоль шатра). Фиксация шатра в нужном положении осуществлялась опиранием консоли на колонну через съемную стальную балку.

Опережающий пролет и все блоки шатров в расширенных швах оснащались боковыми подвесками для крепления скользяще-переставной опалубки. На каркасе

шатра были смонтированы все системы инженерного обеспечения и спринклерная установка, а на покрытии располагались электрические сборки, трансформаторы и легкий козловой кран для работы с пакетом вибраторов.

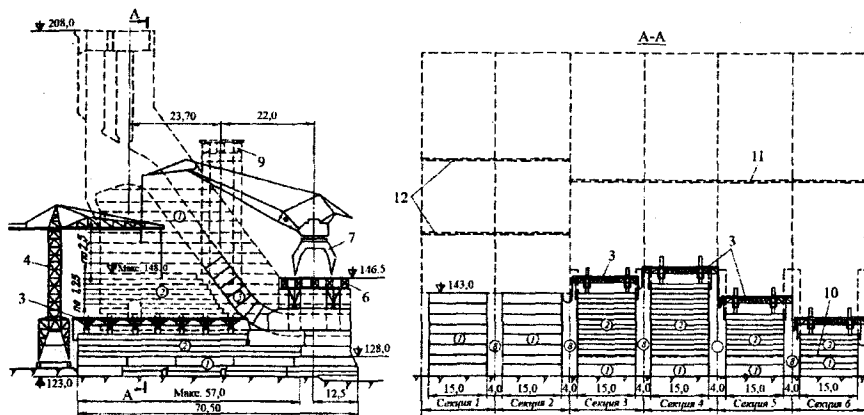


Рис. 8.16. Схема бетонирования станционной плотины Бухтарминской ГЭС в подвижных шатрах-цехах:

1 – зона укладки днепровских блоков, 2 – зона бетонирования длинными блоками, 3 – подвижные шатры-цеха, 4 – кран УБК-5-49, 5 – металлическая облицовка напорного водовода, 6 – нижняя бетоноукладочная эстакада, 7 – портално-стреловой кран г/п 10 т, 8 – расширенный межсекционный шов, 9 – верхняя эстакада, 10 – начальная отметка укладки бетона в шатрах-цехах, 11 – верхняя граница бетонирования в подвижных шатрах секций 3-6, 12 – зона бетонирования в шатрах секций 1 и 2 с днепровской разрезкой

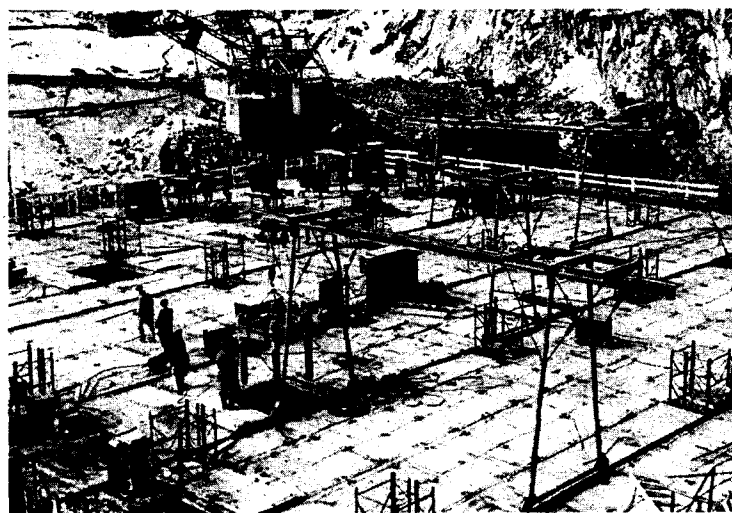


Рис. 8.17. Подвижные шатры-цеха на 1-6 секциях станционной плотины Бухтарминской ГЭС весной 1959 года

Технологический цикл укладки бетона в подвижных шатрах-цехах включал пять операций: установку опалубки и арматуры, подготовку блока, укладку бетонной смеси, уход за бетоном и подъем шатра. Продолжительность цикла определялась требованиями температурного режима и организацией работ. Суммарное время процесса бетонирования яруса не превышало трех-четырёх суток. При укладке, например, блоков объемом 800 м<sup>3</sup> установка опалубки занимала 8-12, арматуры – 6-8, подготовка блока – 8-10, укладка бетона – 36 и подъем шатра – 6-8 ч.

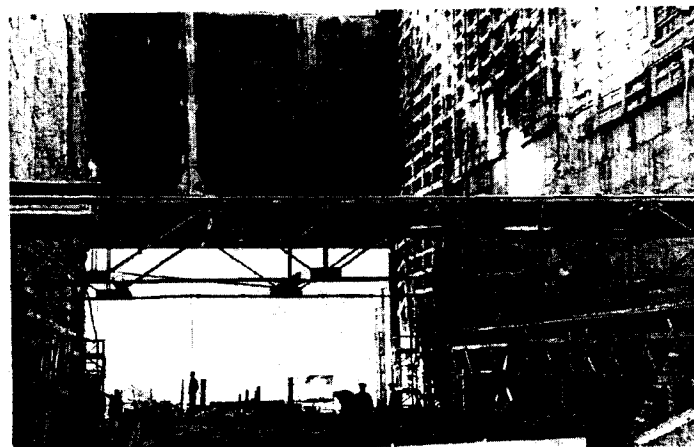


Рис. 8.18. Монтаж подвижного шатра в пролете водосливной плотины при бетонировании гребенки на Бухтарминской ГЭС



Рис. 8.19. Укладка бетона в подвижном шатре при закрытии гребенки плотины блоками высотой 8 м на Бухтарминской ГЭС

Опалубка в подвижных шатрах использовалась нескольких видов: скользяще-переставная и щитовая с опиранием на каркас шатра – в межсекционных швах; деревянная мелкощитовая, консольная и бетонные блоки – на напорной грани; из ме-

таллической сетки – в швах-надрезах. Особенностью установки ее было отсутствие каких-либо стяжек креплений внутри блока вследствие возможности опирания ее на каркас шатра. Арматура, как правило, выполнялась из стальных стержней на сварке.

Подготовка блоков в шатрах выполнялась преимущественно методом начальной очистки водой или металлическими щетками с немедленной промывкой. При низких положительных температурах и укладке бетона не более чем через 5 суток этот метод давал хорошие результаты. При повышении температуры в шатре или увеличении перерывов между укладкой смежных ярусов возникала необходимость в удалении выступавшей на поверхности бетона вторичной пленки. Повторная обработка выполнялась путем насечки или пескоструйки. Весь шлам от подготовки блока смывался в полые швы. При отсутствии последних, блоку целесообразно придавать уклон в сторону верхнего бьефа.

Бетонная смесь в блоки высотой 1,25 м укладывалась в два-три уступа слоями по 40-60 см. Уплотнялась либо ручными вибраторами И-50, либо пакетом из четырех вибраторов В-60 с помощью козлового крана на шатре. (см. рис. 8.9). Всякая необходимость отвлечения крана-бетоноукладчика с подачи бетона для работы с вибропакетом приводила к переходу на уплотнение бетона ручными вибраторами. Разравнивания бетонной смеси в блоке при работе пакетом вибраторов не требовалось, но продолжительное вибрирование вело к расслоению ее. Последнее обстоятельство привело к идее агрегирования пакета вибраторов с плотномером со звуковой и световой сигнализацией о достижении бетоном нужной плотности. Применение пакетов тяжелых вибраторов позволяло уменьшать число слоев при бетонировании до двух, а в перспективе способно обеспечить качественную укладку блоков высотой 1,5 м одним слоем.

Подача бетонной смеси производилась бадьями 1,5 и 3 м<sup>3</sup>. Бадьи опускались внутрь шатра, если размеры их были меньше отверстия в покрытии не менее чем на 1 м. При меньшем люфте разгрузка бадьи производилась с покрытия шатра. При компактном падении с высоты 4-5 м расслоения смеси не наблюдалось.

Уход за бетоном состоял из поддержания в шатре температуры плюс 3-5<sup>0</sup>С, полива блоков водой и предохранения бетонных поверхностей с верхнего и нижнего бьефов от раннего замораживания. Нужная температура в шатре площадью около 700 м<sup>2</sup> при укладке бетона с интервалом до 8-9 суток и температуре наружного воздуха до минус 30<sup>0</sup>С легко поддерживалась двумя электрокалориферами мощностью 40 кВт каждый. Основная масса тепла при этом поступала за счет тепловыделения уложенного бетона.

В летний период непрерывный полив блока водой из спринклерной установки позволял поддерживать температуру на поверхности бетона близкой к среднемесячной. Наличие спринклерной системы обеспечивало, кроме того, высокую надежность поверхностного охлаждения бетона при практическом отсутствии трудовых затрат.

Подъем шатров производился спаренными секциями-блоками. Процесс подъема включал операции: монтаж и сварку колонн, установку лебедок и строповку полипастов, подъем шатра и снятие лебедок.

Монтаж колонн выполнялся заранее в свободное для кранов время. Сагрегированные с шестикратным полиспастом электрические лебедки грузоподъемностью 1,25 т устанавливались непосредственно на колонны. Их полиспасть стальным пальцем соединялся с опорной консолью шатра и одновременным включением четырехшести лебедок блок из двух-трех типовых элементов поднимался на высоту очеред-

ного яруса. Малая скорость подъема (0,2-0,3 см/с) позволяла отключением любой из лебедок устранять возникавшие перекосы. По окончании подъема под опорные консоли подкладывались стальные балки, а лебедки снимались для работы на других секциях. Вся операция подъема блока шатра на высоту 1,25 м занимала 10-15 мин. Это позволяло все шатры обслуживать комплектом из шести лебедок.

Применение подвижных шатров на Бухтарминской ГЭС определялось степенью их освоения, техническими возможностями стройки и сложностью конструкции. В пик бетонных работ до 70% фронта плотины было накрыто подвижными шатрами. Бетонирование водосливной плотины в подвижных шатрах производилось высокими, до 8 м, блоками, а на двух пусковых секциях станционной плотины под шатрами выполнялись монтаж и обетонирование оголовков турбинных водоводов (см. рис. 8.10) Такое широкое применение шатров позволило не только сохранить темпы укладки бетона зимой, но и повысить их по сравнению с летним периодом, несмотря на значительно возросшую сложность сооружения. В мае-октябре 1959 г. было уложено 158 тыс. мм<sup>3</sup>, а в ноябре-апреле 1959-1960 гг. – 168 тыс. м<sup>3</sup> бетона.

Интенсивность бетонирования в подвижных шатрах-цехах составила в среднем: высотная 5,0 м/мес, максимальная 7,8 м/мес; объемная – не превышала 40 м<sup>3</sup>/ч. Она определялась преимущественно подачей бетонной смеси с бетонного завода.

Минимальная продолжительность цикла работ на блоке длиной 36 м, высотой 1,25 м и объемом 643 м<sup>3</sup> составила 73 ч, из них 37 ч занимала непосредственно укладка бетонной смеси. Она выполнялась портално-стреловыми кранами бадьями вместимостью 3 м<sup>3</sup> при значительных (до 3 ч в смену) перерывах в подаче бетона.

Трудоемкость укладки бетона в подвижных цехах при бетонировании длинными блоками высотой 1,25 м составила 1,311 чел-час/м<sup>3</sup> при выработке более 6 м<sup>3</sup> бетона на одного человека в смену, а стоимость зависела от высоты забетонированного в шатре сооружения и была существенно ниже таковой с учетом зимнего удорожания бетона [24; 25].

Важнейшим результатом применения подвижных бетоноукладочных шатров-цехов и технологии укладки бетона в них кранами было полное отсутствие температурных трещин в сооружении, бетонированном в течение круглый год в условиях сурового климата.

Серьезными недостатками применявшихся шатров следует признать невозможность монтажа их элементов в полностью собранном виде имевшимися на строительстве портално-стреловыми кранами, что неблагоприятно отражалось на продолжительности подготовки сооружения к зимнему бетонированию, а также недостаточную мобильность цеховых кранов для работы с пакетами тяжелых вибраторов.

### 8.3.3. Послойное бетонирование плотин в подвижных шатрах автосамосвалами

Эта, разработанная на Токтогульской ГЭС, технология производства бетонных работ представляет собой удачное использование послойного способа укладки бетона с уплотнением вибрированием для круглогодичного бетонирования массивных плотин в условиях сурового климата. Возможность ее применения при отрицательных температурах достигается произ-

водством работ в зимний период в подвижном бетоноукладочном шатре с искусственным климатом, покрывающем все сооружение.

Подвижной бетоноукладочный шатер при этой технологии производства работ может выполняться в двух вариантах.

Во-первых, в виде многопролетной металлической конструкции из подстропильных и стропильных ферм с шарнирным опиранием последних на оставляемые в бетоне металлические колонны. Шарнирное опирание несущих конструкций шатра допускает подъем его пролетов на высоту бетонированного яруса в любой последовательности без нарушения покрытия, которое в этом случае выполняется из гибких материалов и может быть сплошным, без каких-либо отверстий. Подъем таких шатров может производиться стандартными автопогрузчиками грузоподъемностью 5 т с вилочным захватом.

Во-вторых, в виде комплекса самоподъемных контурных шатров на телескопических опорах с гидроцилиндрами (по типу контурного шатра Саяно-Шушенской ГЭС), соединенных между собой по всем сторонам гибкими теплозащитными фартуками и поднимаемых в любой последовательности установленными на них гидравлическими подъемниками.

Высота пространства под шатром и шаг опорных колонн в обоих вариантах должны обеспечивать возможность работы всех занятых в технологическом процессе механизмов без каких-либо ограничений, а обогрев производится электрическими или паровыми калориферами.

Большинство внутриблочных работ при этой технологии выполняется серийно выпускаемыми промышленностью механизмами и оборудованием: автосамосвалами типа МАЗ, КамАЗ и КрАЗ, малогабаритными бульдозерами, автокранами и вилочными погрузчиками, электротракторами и манипуляторами с установленными на них мощными вибраторами.

Характерной чертой рассматриваемой технологии (в отличие от ее сезонного аналога, осуществленного на плотинах Альпе Джера и Кваира дельла Миньера в Италии) является обеспечение непрерывности укладки бетона на рабочем ярусе и в определенной степени трещиностойкости сооружения за счет устройства межсекционных и межблочных швов путем установки в них несъемной железобетонной опалубки. Подача бетонной смеси на рабочий ярус при этом производится в раздаточные бункеры, устанавливаемые у одного из берегов, с использованием бремсбергов, башенных или кабельных кранов. При благоприятных топографических условиях могут устраиваться подъезды для автосамосвалов на промежуточные отметки сооружения по аналогии с возведением грунтовых плотин (см. рис. 7.29 и 7.30).

Процесс бетонирования при этой технологии включает следующие операции:

установку опалубки преимущественно из железобетонных панелей автокранами;

подготовку горизонтальной поверхности уложенного бетона с удалением цементной пленки через 10-20 ч после укладки бетона преимущественно специальными машинами, оборудованными проволочными щетками, с последующей промывкой;

доставку бетонной смеси от перегрузочного бункера к месту укладки специально оборудованными автосамосвалами и разравнивание ее бульдозером;

уплотнение бетонной смеси сразу на всю высоту блока пакетами мощных вибраторов, смонтированными на электротракторе или манипуляторе;

охлаждение бетона интенсивным поливом его поверхности водой и при необходимости прокачкой холодной воды по заложенным в массив трубам-змеевикам;

подъем шатра с наращиванием опорных колонн при наличии их.

Рассматриваемая технология характерна простотой организации работ, высоким уровнем механизации, использованием серийно выпускаемых промышленностью оборудования и механизмов, выпускаемых преимущественно для других сфер производства. Она обеспечивает более низкую по сравнению с другими способами бетонирования плотин стоимость работ и высокую выработку на 1 рабочего (до 6-7 м<sup>3</sup> бетона на человеко-день). Достигнутые, однако, при этой технологии высотная и физическая интенсивности бетонирования относительно невысоки, а применение самой технологии ограничивается массивными плотинами высокотехнологичной конструкции (с минимумом усложняющих укладку бетона конструктивных элементов в сооружении).

Первой возводившейся с использованием этой технологии была массивная плотина Токтогульской ГЭС на реке Нарын высотой 215 м, шириной по основанию 170 м и длиной по гребню 270 м, объединенная с глубинным эксплуатационным водобросом и зданием ГЭС с четырьмя сдвоенными агрегатами общей мощностью 1200 тыс. МВт и выработкой электроэнергии 4450 млн кВт-ч.

Высокая бетонная плотина с объемом бетона 3200 тыс. м<sup>3</sup> строилась в узком ущелье шириной по урезу реки 40-50 м. Крутые, нарушенные многочисленными тектоническими трещинами, склоны его поднимались на 500-600 м выше гребня плотины. В трещиноватом скальном массиве был сильно развит бортовой отпор. Поэтому всякое нарушение естественного напряженного состояния бортов выемками в этих условиях было нежелательным.

Климат стройплощадки резко континентален. При относительно высокой среднегодовой температуре (+8,4<sup>0</sup>С) средняя температура самого холодного месяца составляет минус 14,4<sup>0</sup>С, колебания температур в течение суток 20-25, а по году – до 85<sup>0</sup>С. Продолжительность морозного периода – около 4 мес.

Сложные геологические условия в сочетании с ожидаемой большой продолжительностью скальных работ послужили главным основанием для отказа уже в процессе освоения стройплощадки от традиционных для узких створов арочной конструкции плотины и укладки бетона кабель-кранами.

Для возведения гравитационной плотины был разработан оригинальный метод круглогодичного производства бетонных работ. Основные положения его [72; 90.13] состоят в следующем:

сооружение возводится в подвижных шатрах с искусственным климатом низкими блоками возможно больших размеров с непрерывной укладкой бетона на ярусе; межсекционные и межблочные швы для обеспечения непрерывности укладки бетона на ярусе образуются несъемной железобетонной опалубкой;

бетонная смесь транспортируется от бетонного завода до сооружения автосамосвалами, а по сооружению – специальными автобетоновозами по уложенному бетону; бетон укладывается блоками высотой 0,5-1,0 м, бетонная смесь разравнивается электробульдозерами, а уплотняется преимущественно пакетом вибраторов на электротракторе;

нужный температурный режим бетонного массива обеспечивается комплексом технологических мероприятий: удалением основной массы тепла экзотермии бетона поливом блоков водой в течение 3-7 дней; изменением высоты блока в зависимости от условий укладки и при необходимости – укладкой охлажденной бетонной смеси и охлаждением массива водой по трубам;

последовательное выполнение каждой из операций технологического процесса и равномерность укладки бетона по сооружению гарантируют ритмичность бетонных работ, а использование серийных механизмов придает процессу гибкость и надежность.

Важнейшим элементом принятого метода бетонирования являлись подвижные шатры. Они выполняли две функции: обеспечивали возможность применения секционной разрезки на блоки, защищая бетонный массив зимой от низких температур, а летом от солнечной радиации и осадков; и были дисциплинирующим фактором, способствующим внедрению цикличности и повышению культуры работ.

Подвижной шатер Токтогульской ГЭС представлял собой многопролетную на телескопических опорах металлическую конструкцию из подстропильных ферм пролетом 9 и двухскатных прогонов пролетом 16 м с шарнирным опиранием их. Опорами шатра служили металлические колонны 40х40 см с шагом 9х16 м. Покрытие шатра было выполнено из сетки «рабитца», брезента и полиэтиленовой пленки без каких-либо отверстий. Такая конструкция допускала перекося при подъеме до 0,7 м в направлении короткого пролета и до 2,0 м в направлении длинного и обеспечивала возможность подъема шатра по мере бетонирования отдельных секций (рис. 8.20 и 8.21).

Высота под шатром составляла около 7 м из условия проезда КрАЗ-256 с поднятым кузовом (рис. 8.22). Колонны наращивались через каждые четыре подъема секциями по 2 м. Подъем выполнялся автопогрузчиками грузоподъемностью 5 т с вилочным захватом (одним в крайних пролетах и двумя в средних). Шатры обогревались паровыми и электрическими калориферами. Температура в цеху поддерживалась на уровне +3-5°C зимой и на 2-5°C ниже температуры наружного воздуха летом.

Укладка бетона в подвижном шатре производилась следующим образом. Бетонная смесь автосамосвалами КрАЗ-256 с задними бортами доставлялась по панду-

сам и транспортным туннелям на отметку рабочего яруса, где через бункер перегружалась в автобетоновозы «Нарын», которыми перемещалась к месту укладки в блок.

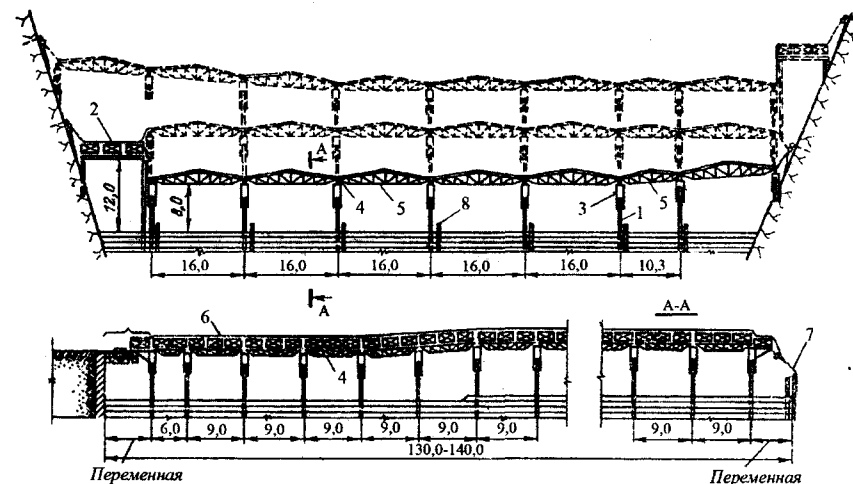


Рис. 8.20. Схема подвижного шатра Токтогульской ГЭС для бетонирования автосамосвалами:

1 – колонны, 2 – стационарный участок шатра, 3 – телескопический подъемник, 4 – подстропильная ферма, 5 – ферма покрытия, 6 – покрытие из брезента и металлической сетки, 7 – брезентовый шлейф, 8 – железобетонная опалубка, 9 – перегрузочный узел

В зависимости от времени года бетон в блоке укладывался слоями 0,5-1,0 м сразу на полную высоту яруса. Бетонная смесь разравнивалась электробульдозером, а уплотнялась пакетом из четырех вибраторов С-827 на электротракторе М-663Б (рис. 8.23). Поверхность уложенного бетона сначала накрывалась полиэтиленовой пленкой, а через 10-20 ч после укладки блока с него специальными машинами удалялась цементная пленка, после чего бетон в течение 3-7 дней подвергался поверхностному охлаждению поливом водой из уложенных на блоке перфорированных труб (рис. 8.24). Для охлаждения массива до температуры омоноличивания швов на поверхности блоков через несколько ярусов по высоте укладывались трубчатые меевики. В качестве опалубки межблочных швов использовались железобетонные панели. Монтаж их выполнялся автопогрузчиками или кранами (рис. 8.25).



Рис. 8.21. Подвижной шатер на плотине Токтогульской ГЭС



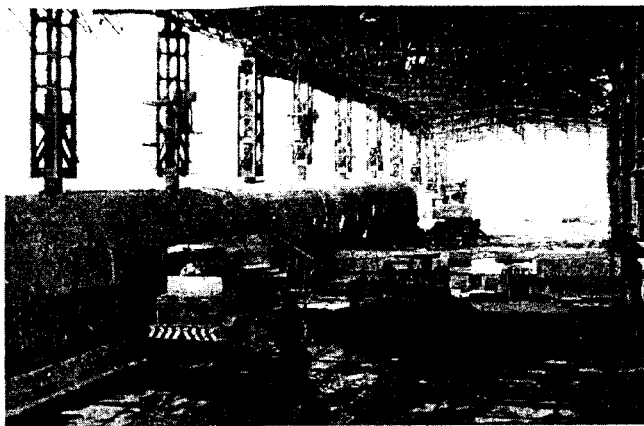


Рис. 8.22. Внутренний вид подвижного шатра Токтогульской ГЭС

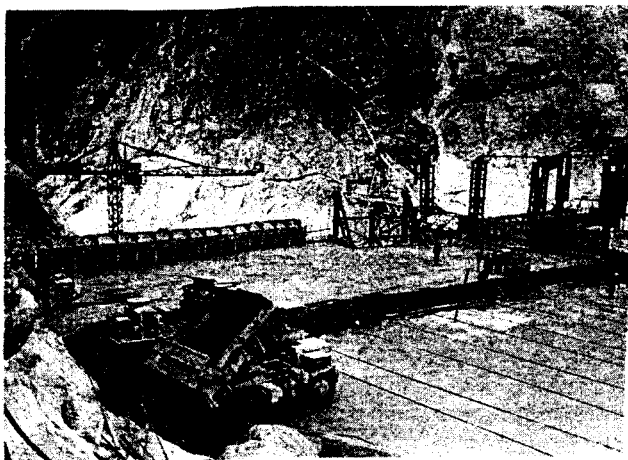


Рис. 8.23. Укладка бетона однослойными блоками при бетонировании в подвижном шатре на Токтогульской ГЭС

Результаты бетонирования Токтогульской плотины подробно освещены в многочисленных публикациях [90.11; 90.13]. Вместе с простотой, пониженной трудоемкостью и высокой надежностью самой технологии они способствовали активному внедрению ее в современное плотиностроение. С незначительными изменениями эта технология использовалась при бетонировании Курпсайской плотины, плотин Андиганского и Кировского водохранилищ в Киргизии.

Кировская плотина на р.Таласе – массивно-контрфорсная. Высота ее 84, длина по гребню 260 и толщина в основании 78 м, ширина оголовка 22, контрфорса 12 м. Возводилась в районе со среднегодовой температурой  $+7,4^{\circ}\text{C}$  и наиболее холодного месяца минус  $7,2^{\circ}\text{C}$ . В отличие от плотины Токтогульской ГЭС при ее бетонирова-



Рис. 8.24. Поверхностное охлаждение поливом водой на Токтогульской плотине

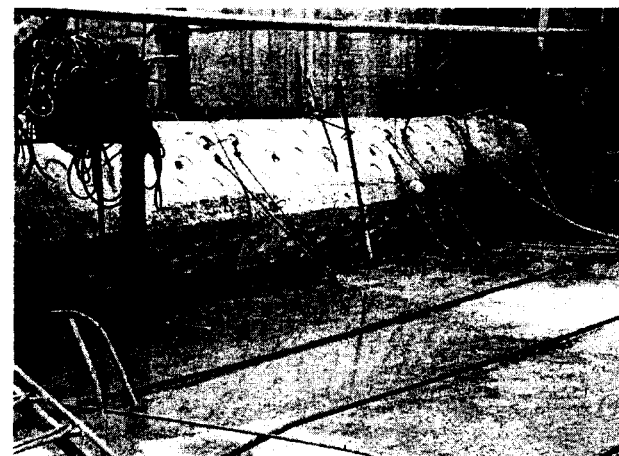


Рис. 8.25. Межблочная железобетонная опалубка и змеевики для охлаждения бетонного массива на Токтогульской плотине

нии для подачи бетонной смеси на отметки ярусов сооружения был использован кабель-кран (рис. 7.29). Бетон автосамосвалами доставлялся к плотине и перегружался в бадь емкостью  $3,2 \text{ м}^3$ . Последние кабель-краном подавались к установленному на одной из секций плотины бункеру и разгружалась в него. Из бункера смесь перегружалась в специально оборудованный автосамосвал МАЗ-503В и развозилась по сооружению. Разравнивание её в блоке производилось электробульдозером М 663Б, а уплотнение – пакетом из четырех вибраторов И-34. Укладка велась блоками высотой  $0,5-1,0 \text{ м}$  длиной до  $78 \text{ м}$  под защитой шатра над всей плотинной. Температура воздуха в шатре в зимнее время не опускалась ниже  $+3-5^{\circ}\text{C}$ , а перерывы в укладке смежных по высоте ярусов не превышали 10 сут. Поверхность бетона после снятия цементной пленки интенсивно поливалась водой [72].

Более высокие темпы бетонирования массивных сооружений могут быть достигнуты при укладке в подвижных шатрах с искусственным климатом бетонной смеси послойно с уплотнением укаткой, применяемой за рубежом только в теплое время года.

Технология бетонирования в этом случае должна включать следующие положения:

бетонную смесь можно приготавливать на обычных бетонных заводах на фракционированных заполнителях с содержанием вяжущего около 5-7% от массы бетона с замещением 30-50% цемента золой-уносом;

транспорт бетонной смеси от бетонного завода до перегрузочного бункера на рабочем ярусе плотины осуществлять автосамосвалами с использованием для вертикального перемещения ее в пределах плотины (в случае необходимости) преимущественно бремсбергов и труб большого диаметра; плотину из укатанного бетона бетонировать в оболочке из вибрированного бетона толщиной не менее трех метров с устройством в ней через 9-12 м швов-надрезов с противофильтрационным уплотнением из металлических листов и укладкой на границе с укатанным бетоном арматурных сеток для предупреждения распространения возможных температурных трещин вглубь бетонного массива;

укатанный бетон укладывать слоями толщиной 30-50 см непрерывно по всей площади сооружения без продольных швов с разрезкой плотины по длине деформационными швами на блоки-секции длиной 60-90 м;

для опалубки внешних поверхностей использовать утепленные сборные бетонные панели, а в деформационных швах – железобетонные плиты с установкой их по опыту Ташкумырской ГЭС автопогрузчиками;

перевозку бетонной смеси по рабочему ярусу от перегрузочного бункера до места укладки производить автосамосвалами с кузовом емкостью 5-8 м<sup>3</sup>, разравнивание ее – малогабаритными электрическими бульдозерами, а уплотнение – самоходными вибро- или пневмокатками;

перекрытие слоев бетона осуществлять в течение одних-двух суток с подготовкой горизонтальной поверхности только очисткой от мусора, промывкой и продувкой;

уход за бетоном должен включать поверхностное охлаждение забетонированных блоков поливом водой из спринклерных систем (водная рубашка) и защите внутреннего пространства шатров от переохлаждения в зимний период;

все работы должны выполняться круглый год в подвижных шатрах над всем сооружением в условиях искусственного климата при минимальных плюсовых температурах;

для бетонирования могут быть использованы бетоноукладочные шатры токтогульского типа или самоподъемные с телескопическими опорами (с

увеличением высоты их опорных колонн), которые должны быть оснащены всеми необходимыми для производства бетонных работ инженерными коммуникациями, механизмами и оборудованием;

нужный для трещиностойкости бетона температурный режим сооружения должен обеспечиваться путем поверхностного охлаждения и естественного рассеивания тепла экзотермии при бетонировании слоями небольшой толщины, а также использованием низких температур воздуха и воды в холодный период года для охлаждения бетона.

Применение в суровых климатических условиях восточных районов нашей страны подобной технологии бетонных работ позволит более чем вдвое увеличить продолжительность сезона укладки укатанных бетонов. Это с избытком компенсирует некоторое неизбежное снижение темпов работ из-за невозможности использования в подвижных шатрах крупных высокопроизводительных механизмов (бульдозеров, скреперов и большегрузных самосвалов).

Анализ опыта бетонирования в подвижных шатрах Токтогульской и Курпсайской ГЭС позволяет сделать вывод, что при использовании применявшихся на этих стройках механизмов и изложенной выше технологии бетонирования с уплотнением бетона укаткой может быть обеспечена интенсивность укладки до 100 тыс. м<sup>3</sup> бетона в месяц с большой степенью гарантии трещиностойкости сооружения.

#### 8.3.4. Цеховая технология с непрерывно-конвейерной укладкой бетона

Непрерывно-конвейерная схема бетонирования в условиях искусственного климата была разработана для плотины Красноярской ГЭС, суровые климатические условия строительства и большой объем бетона которой вызвали необходимость применения более эффективного по сравнению с крановым метода производства бетонных работ.

Заложенные в эту технологию принципиальные положения состояли в следующем:

бетонная смесь приготавливается на бетонном заводе непрерывного действия;

транспорт бетона от завода до блока осуществляется конвейерами; конвейеры и средства подачи бетонной смеси в блок размещаются в отепленных галереях, перемещаемых по высоте по мере бетонирования плотины без разборки;

укладка бетона в плотину производится в подвижных шатрах; шатер образуется подвижным покрытием над каждой секцией плотины, опираемым на несъемную опалубку из массивных бетонных блоков, и

несет распределительные и поперечно-раздаточные конвейеры и блочные инженерные коммуникации;

бетонирование ведется малогабаритными внутриблочными механизмами при секционной разрезке блоками высотой 1,5 м с укладкой бетонной смеси ступенями;

температурный режим сооружения обеспечивается охлаждением бетонной смеси и уложенного бетона.

Разработанная Ленинградским отделением Оргэнергостроя (ЛОЭС) на этих принципах технология бетонных работ использовала в качестве опалубки и опор для подвижных шатров массивные блоки. Монтаж их требовал раскрытия подшатрового пространства после бетонирования каждого яруса и фактически нарушал саму идею технологии. В результате после экспериментальной проверки на сооружении от применения ее отказались.

Красноярская ГЭС на р. Енисее мощностью 6000 МВт с выработкой электроэнергии 20400 млн квт-ч строилась в районе с суровым резко континентальным климатом. Среднегодовая температура воздуха минус 0,4°C, наиболее холодного месяца – минус 17, минимальная зимой достигает минус 54, а максимальная летом +37°C. Число дней с температурой ниже минус 20°C в среднем 45, а безморозных – 112.

Долина в створе гидроэлектростанции имеет характер каньона с шириной по урезу воды 750 м. Берега – крутые, возвышаются над рекой до 350 м на правом и до 100 м на левом берегу, сложены прочными трещиноватыми гранитами с отдельными жилами порфиринов.

Сооружения гидроузла включают бетонные глухие, водосливную и станционную плотины, приплотинное здание ГЭС и судоподъемник. Плотина гравитационная с объемом бетона 4686 тыс. м<sup>3</sup>. Максимальная высота ее 119, ширина по основанию 102, длина по гребню – 1065 м. Деформационными швами плотина разбита на секции по 15 м. В секциях станционной плотины длиной 360 м проложены турбинные водоводы диаметром 7,5 м, выходящие на низовую грань. Строительство гидроузла осуществлялось в две очереди секционированием русла с пропуском строительных расходов второй очереди через донные отверстия.

Укладку бетона проектировалось производить непрерывно-конвейерным методом с выполнением сопутствующих работ четырьмя 25-тонными кабель-кранами пролетом 1100 м. Этим методом намечалось уложить до 85% бетона плотины.

Бетонную смесь приготавливали на бетонном заводе непрерывного действия производительностью 300 м<sup>3</sup>/ч, располагавшемся на правом берегу. Из бетоносмесительного отделения смесь должна была поступать на три береговых ленточных конвейера с шириной ленты 1000 мм и длиной 200 м каждый, с них – перегружаться на магистральные конвейеры такой же ширины, проложенные в утепленных проходных галереях вдоль фронта бетонных сооружений, которые намечалось четырежды перемещать по высоте по мере бетонирования. С магистральных конвейеров бетонную смесь предусматривалось сбрасывать по вертикальным бетоноводам высотой до 30 м к затворам-питателям, выдававшим ее на распределительные конвейеры шатров. На практике по результатам опробования этой схемы бетонирования на трех

секциях плотины (рис. 8.28; 8.30) от нее отказались преимущественно из-за большой водопроницаемости уложенного бетона. (рис. 8.26, 8.27, 8.28; 8.29, 8.30).

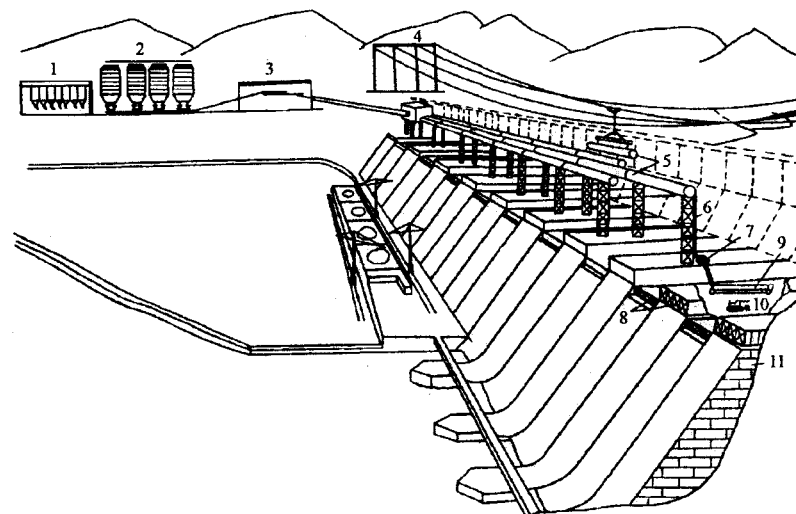


Рис. 8.26. Схема непрерывно-конвейерного бетонирования Красноярской плотины по проекту ЛОЭС:

1 и 2 – устройства для подогрева, охлаждения и дозирования заполнителей; 3 – смесительное отделение бетонного завода, 4 – кабель-краны, 5 – магистральные конвейеры, 6 – вертикальный бетоновод, 7 – затвор-питатель, 8 – подвижные шатры над блоками бетонирования, 9 – конвейерный бетоноукладчик, 10 – электробульдозер с пакетом вибраторов, 11 – опалубочные блоки

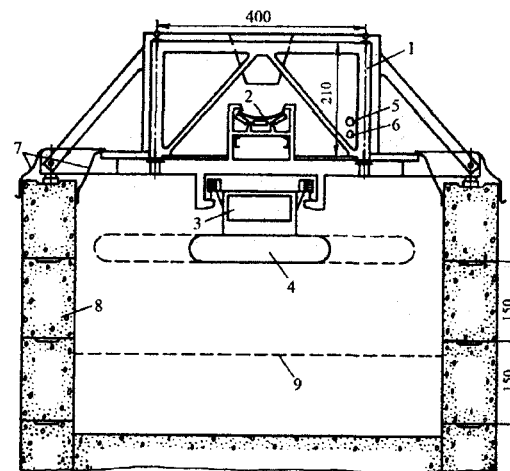


Рис. 8.27. Схема подвижного шатра для Красноярской ГЭС ЛОЭС:

1 – подвижное покрытие шатра, 2 – продольный неподвижный конвейер, 3 – продольный передвижной конвейер, 4 – поперечный реверсивный конвейер-распределитель бетона, 5 и 6 воздухо- и водопровод, 7 – гибкое боковое отопление, 8 – стены из бетонных опалубочных блоков, 9 – уровень укладки бетона

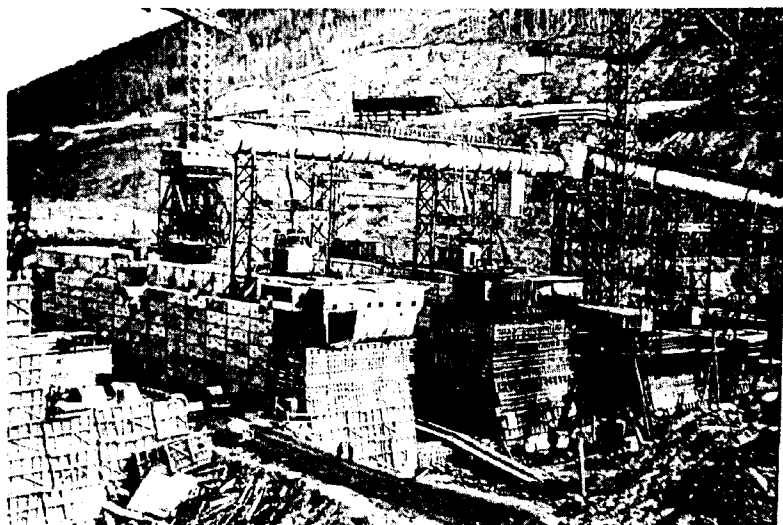


Рис. 8.28. Опытное бетонирование Красноярской плотины непрерывно-конвейерным способом в подвижных шатрах ЛОЭС зимой 1961-62 года



Рис. 8.29. Внутренний вид подвижного шатра ЛОЭС при непрерывно-конвейерном бетонировании плотины Красноярской ГЭС

Одновременно Московским Оргэнергостроем (МОЭС) была разработана для Красноярской ГЭС и опробована на опытной секции Братской ГЭС аналогичная технология производства бетонных работ. По ней предусматривалось магистральные конвейерные галереи со всем размещенным в них оборудованием поднимать по ме-

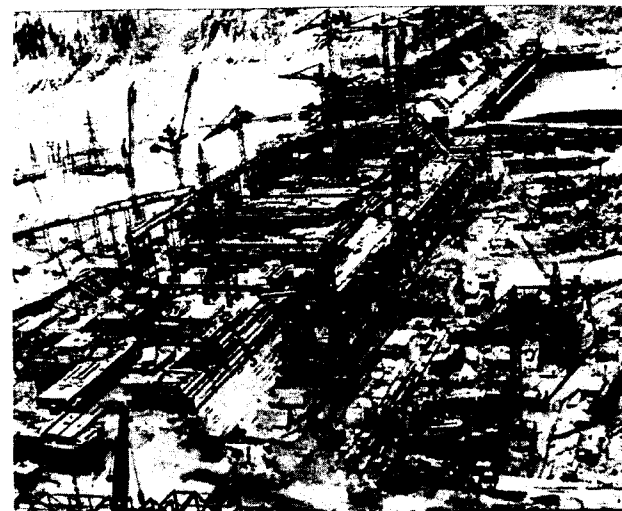


Рис. 8.30. Строительство плотины Красноярской ГЭС зимой 1961-1962 года

ре роста сооружен 1 раз в 2-3 мес на высоту 10 м. Подъем осуществлять одновременно по всей длине галереи автоматизированной системой синхронно действующих шагающих подъемников грузоподъемностью 50-60 т. Такое решение облегчало опорные конструкции галерей, уменьшало высоту сброса бетонной смеси и опасность расслоения ее. С магистральных конвейеров бетонная смесь плужковым сбрасывателем направлялась через вертикальные бетоноводы к приемным бункерам на покрытии подвижных шатров.

Подвижные шатры-цеха по этой схеме намечалось располагать над каждой секцией плотины (всего требовалось 60 комплектов их при максимальной длине секции до 80 м). Укрытие плотины шатрами с гибкими теплоизоляционными фартуками между секциями и установкой кондиционеров обеспечивало поддержание над сооружением в течение всего года температуры не ниже  $5^{\circ}\text{C}$ , влажности воздуха 60-70% и защиту массива от внутригодовых перепадов температур.

Подвижной шатер каждой из секций плотины в этом случае представлял жесткую конструкцию из типовых стальных элементов длиной 2,1 м. По мере подъема через каждые четыре яруса один из этих элементов подлежал демонтажу. Опорами шатра служили сборные железобетонные колонны сечением  $0,4 \times 0,4$  м, располагаемые через 6,3 или 8,4 м по длине блока. Опирались шатра на них производилось через электромеханические подъемники грузоподъемностью 17 т каждый, служившими одновременно и средством подъема шатра. Внутренняя высота шатра-цеха не превышала 5 м.

На каркасе шатра-цеха размещался комплект бетоноукладочных механизмов: бункер емкостью  $5 \text{ м}^3$  с вибропитателем на  $100-300 \text{ м}^3/\text{ч}$ , стационарный и катучий реверсивные конвейеры с лентами шириной 800 мм для продольного распределения бетонной смеси, поперечный челночный бетоноукладчик на  $60 \text{ м}^3/\text{ч}$  для распределения бетона по площади блока, коммуникации и оборудование электро-, водо- и воздухообеспечения. Шатер намечалось оснастить передвижной опалубкой на опере-

жающих секциях и кран-балкой для управления пакетом вибраторов и выполнения сопутствующих укладке бетона работ. Укладку бетона планировалось выполнять длинными блоками высотой 1,5 м в три ступени. Разравнивание и уплотнение бетонной смеси — электротракторами БМТ-4 с бульдозерным ножом в головной и пакетом вибраторов в хвостовой части.

Монтажные работы по шатрам и плотине намечалось выполнять кабель-кранами, а вся система подачи бетона в сооружение автоматизировалась. Одновременно предполагалось укладывать три блока объемом от 550 до 1200 м<sup>3</sup> каждый и подготавливать шесть блоков. Максимальный темп роста по высоте намечался до 4,5 м/мес на стационарной плотине и до 6 м/мес на других участках.

Испытание технологии укладки бетона по схеме МОЭС производилось на одной из секций левобережной плотины Братской ГЭС (ширина секции с ВБ – 11, а в пределах расширенного шва – 7 м). Два первых столба этой секции длиной 21,6 м были накрыты подвижным шатром на восьми железобетонных опорах с комплектом бетоноукладочного оборудования и передвижной опалубкой. На шатре был смонтирован бункер емкостью 7 м<sup>3</sup> с шиберным затвором и вибропитателем.

Бетон автосамосвалами доставлялся к блоку и кранами подавался в бункер шатра. Путем взаимного перемещения конвейеров в шатре, управляемых дистанционно с пульта или автоматически по заданной программе, бетонная смесь с осадкой конуса 0,5-2 см распределялась по блоку полосами по 0,7 м при толщине слоя 0,3-0,5 м. Для предотвращения расслоения ее на конвейерах шаг роликовых опор принимался в пределах 0,375-0,75 м, скорость движения ленты не превышала 1 м/с, а узлы перегрузки были оборудованы двухсторонними эластичными фартуками из транспортной ленты. Надежная работа реверсивных конвейеров достигалась высоким качеством изготовления и сборки их, выполнением обоих концевых барабанов приводными. Оборудование дистанционного и автоматического управления состояло из реверсивных пускателей с реле времени и конечными выключателями.

Уплотнение бетонной смеси производилось либо электротрактором с пакетом из трех вибраторов, либо шестью вибраторами на кран-балке. Бетонная смесь в последнем случае прорабатывалась сразу по всей ширине блока, что было более эффективным. Подготовка блока и уход за бетоном по методам выполнения не отличались от условий в подвижных цехах с крановой укладкой.

Система подъема шатра состояла из восьми 17-тонных шагающих подъемников со скоростью подъема 25 см/мин. Управление ими осуществлялось с центрального пульта и при любых метеорологических условиях они действовали безотказно. Средняя продолжительность одного подъема на высоту 75 см составила 0,5 ч (рис. 8.31, 8.32, 8.33).

За время опытных работ в подвижном шатре было забетонировано 13 блоков общим объемом 2400 м<sup>3</sup> и выполнено 16 подъемов на высоту 17 м. Интенсивность укладки бетона лимитировалась производительностью крана-бетоноукладчика и потому не превышала 40 м<sup>3</sup>/ч. Производительность конвейеров при сработке бункеров достигала 105-115 м<sup>3</sup>/ч при толщине слоя на ленте до 10 см.

Результаты испытаний, по мнению проводивших их специалистов, подтвердили работоспособность механизмов и их технологические достоинства в части производительности и сокращения трудовых затрат при хорошем качестве бетона [0.16: 0.17; 0.33].

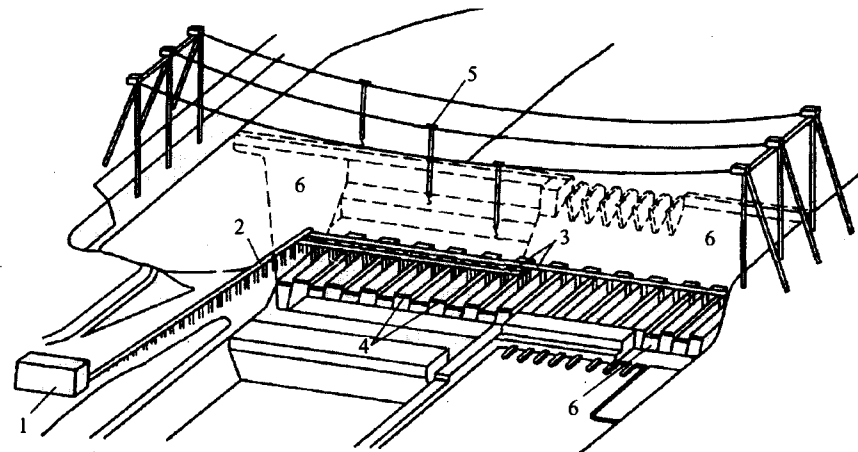


Рис. 8.31. Схема бетонирования плотины Красноярской ГЭС непрерывно-конвейерным способом по проекту МОЭС:

1 – бетонный завод, 2 – береговая конвейерная галерея, 3 – магистральные конвейерные галереи, 4 – подвижные шатры на секциях плотины, 5 – кабель-краны, 6 – плотина

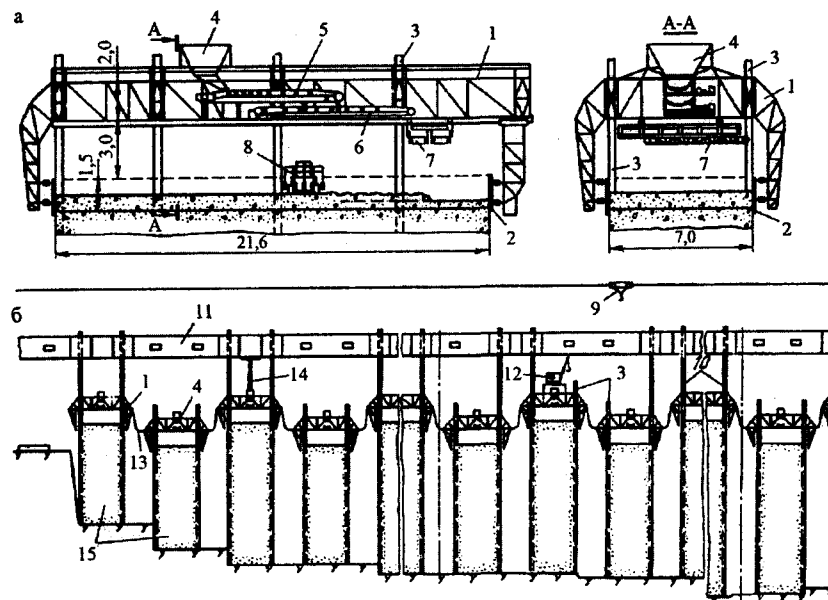


Рис. 8.32. Подвижной шатер МОЭС для непрерывно-конвейерного бетонирования Красноярской плотины: (схема шатра над контрфорсом и продольный разрез по плотине):

1 – шатер, 2 – опалубка, 3 – колонна, 4 – бункер, 5 и 6 – неподвижный и катучий продольный конвейеры, 7 – конвейеры-распределители, 8 – электротрактор с пакетом вибраторов, 9 – кабель-кран, 10 – опоры конвейерной галереи, 11 – конвейерная галерея, 12 – кран, 13 – гибкое отопление, 14 – хобот, 15 – бетонлируемые секции плотины

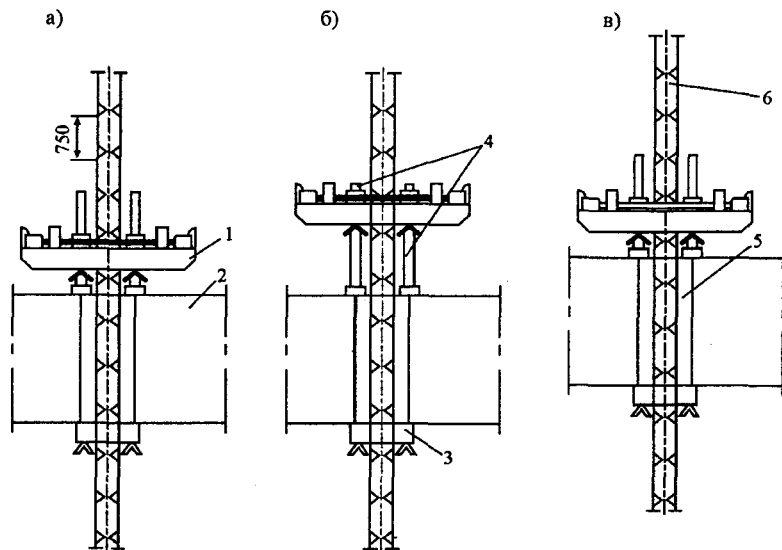


Рис. 8.33. Схема работы шагающего подъемника:

а) перед подъемом, б) после холостого хода, в) после рабочего хода на 750 мм: 1 – верхняя траверса подъемника, 2 – контур шатра, 3 – нижняя траверса, 4 – грузовые винты, 5 – промежуточные тяги, 6 – железобетонная колонна с упорными гнездами

По итогам опытного бетонирования по обеим технологическим схемам были сделаны следующие выводы.

Важнейшим правилом непрерывно-конвейерной технологии должна быть одинаковая или несколько большая производительность каждого последующего механизма системы, так как уменьшение производительности последующих конвейеров при малейшем сбое в работе механизмов приводит к завалам и остановке конвейеров.

Все конвейеры должны оборудоваться автоматикой стабилизации хода и механизированной мойкой ленты, а для разгрузки бетонной смеси – тележками барабанного типа с поперечным ленточным сбрасывателем. Скорость движения ленты при этих условиях может быть увеличена с 1,0 до 2,0 м/с. Применение плужковых сбрасывателей при тяжелом режиме работы конвейеров недопустимо.

Вертикальный бетоновод от конвейеров к шатру во избежание забивки бетоном целесообразно делать без гасителей и футеровки, а быстроизнашиваемые части его – усиленными и заменяемыми без демонтажа всей конструкции. При сильных морозах необходимо предусматривать обогрев бетоновода.

В наиболее тяжелом режиме работает поперечный челночный реверсивный конвейер-бетоноукладчик. Однако электропривод этих конвейеров не имел запаса мощности, а тросовый привод был ненадежен. Как следствие, он был наименее надежным механизмом во всей системе.

К перечисленным выводам следует по-видимому добавить необходимость экспериментального определения в каждом случае производства бетонных работ максимально допустимой высоты сбрасывания бетонной смеси при перегрузках с конвейера на конвейер с целью исключения расслаивания ее.

Основные положения конвейерной технологии работ, основанные на опыте МОЭС, могут быть сформулированы в следующем виде:

приготовление бетона производится на бетонных заводах непрерывного действия, располагаемых вблизи от бетонизируемого сооружения;

бетонная смесь содержит минимум вяжущего при замене до 70% его золой-уносом;

транспорт бетонной смеси от бетонного завода до блока осуществляется по системе береговых, магистральных (плотинных) и распределительных (цеховых) ленточных конвейеров, размещенных в закрытых галереях с лентами одинаковой ширины;

работы на плотине круглый год выполняются в укрывающих все сооружение подвижных бетоноукладочных шатрах, оснащенных необходимыми для укладки бетона инженерными коммуникациями и внутриблочной механизацией, при минимальных положительных температурах;

в качестве опор для шатров используются сборные железобетонные колонны, а для подъема шатров – электромеханические подъемники;

плотина бетонруется непрерывно по всей площади при разрезке деформационными швами с противофильтрационными шпонками через 60-90 м и устройством швов-надрезов с уплотнением листами из нержавеющей стали через 10-12 м; деформационные швы целесообразно выполнять нарезкой с заливкой битумной мастики;

укладка бетонной смеси производится слоями толщиной 30-40 см с распределением ее конвейерами-бетоноукладчиками с минимальным использованием малогабаритных бульдозеров, с уплотнением самоходными виброкатками;

перекрывание слоев осуществляется через 1-2 суток с упрощенной подготовкой поверхности блоков;

нужный температурный режим бетонирования обеспечивается укладкой бетона с низкой начальной температурой, естественным рассеиванием тепла и интенсивным поверхностным охлаждением;

опалубка внешних поверхностей плотины выполняется со съёмным утеплением, остающимся при распалубке на бетоне;

сборные железобетонные колонны наращиваются с помощью кабелькранов;

все операции по транспорту бетонной смеси, распределению ее по блоку и подъему шатров выполняются с максимальным использованием автоматики.

Рассмотренная технология в наибольшей мере отвечает требованиям увеличения интенсивности бетонирования больших плотин. Она является практически оптимальной для укладки бетона в подвижных шатрах с уплот-

нением укаткой вследствие исключения необходимости использования в технологическом процессе крупногабаритных механизмов для транспорта и разравнивания бетонной смеси на рабочем ярусе.

Одновременно укладка бетона по изложенной технологии при бетонировании в подвижных шатрах позволяет решить проблему пропуска строительных расходов через недостроенное сооружение на реках с большими расчетными паводками (например, на Нижней Тунгуске в створе Туруханской ГЭС, где расчетный строительный расход составляет около 35000 м<sup>3</sup>/с). При подъеме шатров электромеханическими подъемниками выше переливающегося потока и усилении опорных колонн вдоль потока металлическими связями становится возможным пропускать паводки через строящуюся плотину без демонтажа основной массы конструкций.

#### **8.4. Бетонирование зданий ГЭС в условиях искусственного климата**

Бетонирование массивных сильно армированных конструкций зданий ГЭС при отрицательных температурах ведется преимущественно с использованием монолитной технологии. Возведение таких сооружений в сборно-монолитных конструкциях с укладкой бетона в зимний период в индивидуальных тепляках с ограждением из железобетонных армопанелей не может эффективно решить проблемы тепловой защиты бетонирования блоков при температурах ниже минус 15<sup>0</sup>С. Поэтому использование этого наиболее прогрессивного способа бетонирования сильно армированных сооружений на практике ограничено стройплощадками с умеренным климатом, позволяющим защищать свежее залитый бетон от преждевременного замораживания достаточно простыми средствами: брезентом, «одеялами», матами и пр.

Бетонирование гидростанций в сборно-монолитных конструкциях не решает и другой важнейшей проблемы – механизации внутриблочных работ в блоках сильно армированных сооружений (подготовки блоков, разравнивания и уплотнения бетонной смеси).

Поэтому оптимальной при возведении подобных сооружений может быть признана лишь технология, обеспечивающая возможность механизированного выполнения всех без исключения операций технологического процесса бетонных работ при любых низких температурах без существенного увеличения трудоемкости и стоимости их. Конструкция элементов сооружения и методы производства работ при такой технологии представляются в следующем виде:

внешние поверхности блоков выполняются в несъемных железобетонных конструкциях (армопанелях, скорлупах) или в инвентарной металлической опалубке;

опалубка межблочных швов исключает процесс распалубки и выполняется в виде панелей из металлической сетки или несъемных железобетонных плит;

вся рабочая арматура включается в конструкции армопанельного типа либо выполняется армокаркасами без дополнительной штучной арматуры со сваркой стыков преимущественно мобильными стыкосварочными машинами:

внутриблочные работы в блоках любой площади и насыщения арматурой выполняются преимущественно механизированными методами: удаление цементной пленки – электрифицированным инструментом или гидроструйными аппаратами, разравнивание бетонной смеси – оптимальной разгрузкой ее по площади блока, а уплотнение – мощными крановыми вибраторами;

защита бетона от преждевременного замораживания, а рабочих от снижения производительности труда в зимний период осуществляется созданием над всем сооружением или значительной частью его искусственного климата.

Кафедрой гидротехнических сооружений Нижегородского государственного архитектурно-строительного университета разработаны три способа строительства массивных сильно армированных сооружений зданий ГЭС в суровых климатических условиях, обеспечивающих применение близкой к оптимальной технологии производства бетонных работ: в сборно-монолитных конструкциях с теплозащитными панелями (ТЗП), в стационарном шатре-цехе и циклично-цеховой.

##### **8.4.1. Сборно-монолитная технология бетонирования с ТЗП**

Бетонирование зданий гидроэлектростанций в сборно-монолитных конструкциях с ТЗП является наиболее простым организационно-техническим решением производства бетонных работ на подобных сооружениях в суровых климатических условиях. Этот способ не улучшает известных методов выполнения бетонных работ, а является приспособлением к суровому климату восточных районов страны применяемой на стройплощадках с умеренным климатом сборно-монолитной технологии бетонирования. Он коренным образом упрощает и удешевляет тепловую защиту сборно-монолитных конструкций в зимний период, не меняя характера летнего бетонирования. В основу этого способа заложены не требующие большой подготовки производства приемы, разработанные авторами и успешно освоенные при бетонировании судоходного шлюза Бухтарминской ГЭС в условиях сурового климата Восточного Казахстана [53.4; 53.20] (рис. 8.34).

Основные положения технологии укладки бетона с применением инвентарных теплозащитных панелей состоят в следующем:



сооружение возводится с выполнением внешних поверхностей – в армопанелях и железобетонных скорлупах; перекрытий – с использованием железобетонных балок, плит и армоферм с омоноличеным поясом; с формированием межблочных швов бетонными плитами или панелями из металлической сетки с жестким каркасом;

монтаж сборных железобетонных конструкций и арматуры, укладка бетона и сопутствующие работы производятся основными бетоноукладочными кранами, а при бескрановой подаче бетонной смеси – монтажными кранами;

укладка бетона в массивные конструкции при суточной температуре наружного воздуха до минус 10С производится в открытые блоки с подогревом бетонной смеси согласно требованиям метода «термоса» без тепловой защиты армопанелей;

подготовка основания и укладка бетона при более низких температурах осуществляется в закрытых временным сборным перекрытием блоках с активной тепловой защитой армопанелей по всему периметру;

тепловая защита блока по периметру, а перекрытий – по нижней поверхности их осуществляется навеской на армопанели и ограждающие блок опалубочные конструкции инвентарных ТЗП с собственным источником тепла внутри их, промежутки между ТЗП и перекрытием блока закрываются фартуками из брезента;

в качестве источников тепла в ТЗП используются паровые регистры из газовых труб или низкотемпературные электронагревательные элементы;

тепловая защита ТЗП включается перед началом подготовки блока и отключается после набора бетоном 50% марочной прочности;

после отключения тепловой защиты ТЗП перемонтируют на новый, аналогичный по размерам и конфигурации, блок.

Тепловая панель представляет собой плоскую или криволинейную (по форме поверхности блока) конструкцию с жестким металлическим каркасом, односторонней деревянной обшивкой, покрытой слоем брезента, и источника тепла внутри ее. (При использовании для обогрева блоков пара, как это было на Бухтарминской ГЭС, каркас ТЗП выполняется из 3-4 газовых труб  $\varnothing 1,5''$ , соединенных по концам такими же трубами  $\varnothing 2''$  с двумя патрубками посередине – верхним для подключения к паровой магистрали и нижним для сброса конденсата). Ширина ТЗП по деревянной обшивке примерно равна ширине армопанели, а длина – ее высоте с запасом на перекрытие стыка с ранее забетонированным блоком. Размеры брезента – больше ширины и длины обшивки на величину гибких фартуков для перекрытия стыков между панелями и между ТЗП и покрытием блока (примерно на 50 см).

Число паровых труб или источников тепла в ТЗП определяется тепловым расчетом по климатическим условиям стройплощадки. Хорошо зареко-

мендовавшая себя конструкция теплозащитной панели для шлюза Бухтарминской ГЭС с использованием в качестве источника тепла пара приведена в [25] (рис. 8.34, 8.35).

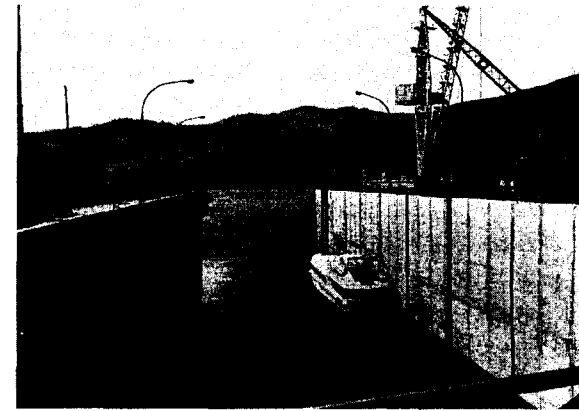


Рис. 8.34. Шлюз Бухтарминской ГЭС на р. Иртыше, забетонированный в армопанелях по технологии с ТЗП

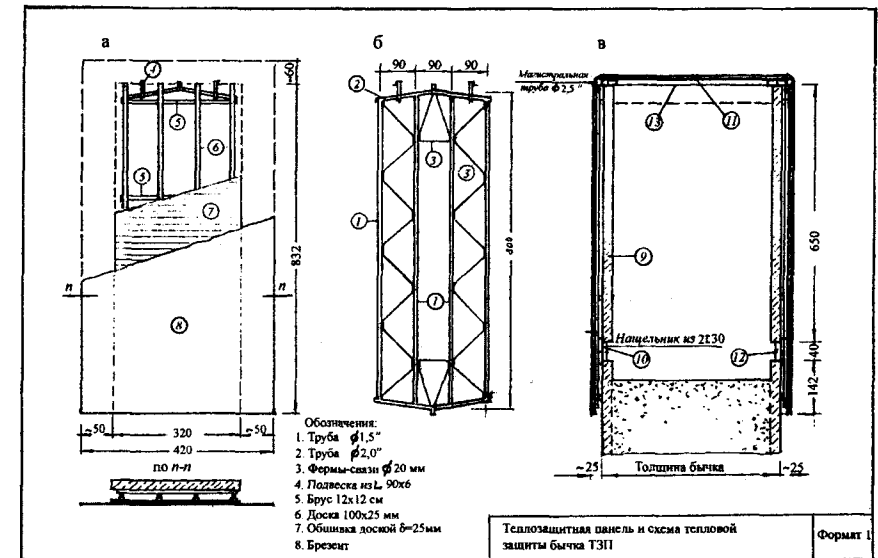


Рис. 8.35. Теплозащитная панель и схема бетонирования бычка в ТЗП:

а) теплозащитная панель, б) паробоггревательный элемент ТЗП: в) схема бетонирования бычка в ТЗП; 1 – труба  $\varnothing 1,5''$ , 2 – труба  $\varnothing 2''$ , 3 – фермы-связи 20 мм, 4 – подвеска из уголка 90x6, 5 – брус 12x12 см, 6 – доска 100x25 мм, 7 – обшивка доской 25 мм, 8 – армопанель, 10 – нащельники из двух швеллеров №30, 11 – щит покрытия, 12 – стык арматуры на накладках, 13 – прогоны, 14 – уровень бетона в блоке, 15 – паропровод из трубы  $\varnothing 2,5''$

Технология работы с паровыми ТЗП на Бухтарминской ГЭС включала операции:

навешивание ТЗП бетоноукладочным краном на каждую армопанель подготавливаемого блока, где она плотно прижимается к внешней поверхности армопанелей собственным весом, благодаря эксцентриситету подвески;

устройство над блоком временного покрытия из опираемых на армопанели прогонов и инвентарных деревянных щитов;

герметизация стыков между смежными ТЗП и между верхом их и покрытием блока гибкими брезентовыми фартуками;

прокладка по верху блока над армопанелями паровой магистрали из газовых труб  $\varnothing 2-3$ " с подключением к ней шлангами верхнего патрубка каждой ТЗП;

подача в систему магистраль – ТЗП пара, который после обогрева полости между ТЗП и армопанелями конденсируется и сбрасывается через нижние патрубки ТЗП;

отключение пара после обогрева забетонированного блока по достижении бетоном 50% марочной прочности и выдержка ТЗП на блоке в течение нескольких суток для выравнивания разницы температур поверхности армопанелей и наружного воздуха;

после охлаждения поверхности блока до расчетной температуры производят перемонтаж ТЗП на аналогичный по форме блок; при этом при бетонировании бычков или высоких стенок ТЗП перемещают с яруса на ярус по вертикали, а при блоках нетиповой формы и размеров – на аналогичные конструктивные элементы других агрегатов.

Сфера использования технологии бетонирования с ТЗП практически не ограничена. Это обусловлено ее независимостью от конструкции и габаритов сооружения; возможностью использования для обогрева любых низкотемпературных источников тепла (пара, электронагревательных приборов индукционного типа, бетэловских электроэлементов) и возможностью внедрения на любой стадии работ.

Требования технологии с ТЗП к конструкции сооружения – минимальны. Они выражаются: во-первых, в обязательном выполнении наружных поверхностей блоков в армопанелях, а перекрытий – сборно-монолитными с использованием железобетонных плит или скорлуп; во-вторых в максимальной унификации размеров ярусов и блоков с повторением их на каждом агрегате или ярусе; в-третьих, в возможно большем включении рабочей арматуры в сборные армопанельные элементы и выполнении (при необходимости) остальной арматуры в армокаркасах.

Производственная и экономическая эффективность бетонирования с использованием ТЗП достигается за счет: общего снижения трудоемкости и

повышения темпов возведения сооружения вследствие перехода на сборно-монолитную технологию; во-вторых, за счет уменьшения расхода материалов и трудозатрат на тепловую защиту блоков в зимнее время. Величина экономического эффекта зависит от числа типоразмеров армопанельных конструкций и оборачиваемости ТЗП.

#### 8.4.2. Бетонирование здания ГЭС в стационарном шатре-цехе

Строительство здания ГЭС в стационарном шатре-цехе с искусственным климатом наиболее полно решает проблемы бетонирования сложных сильно армированных конструкций гидроэлектростанций в районах с суровым климатом и продолжительной зимой. Оно базируется на опережающем возведении ограждающих конструкций машинного зала и последующем бетонировании в нем массивной агрегатной части здания ГЭС. Простота исполнения и высокая производственная эффективность этого способа позволяют рекомендовать его в качестве основного для строительства таких сооружений в местностях с суровой и продолжительной зимой.

Организация строительства здания ГЭС этим способом состоит в следующем:

на 1-ом этапе над всем сооружением возводят стационарный шатер-цех ниже пола машзала – в габаритах массивной подводной части ГЭС, а выше – максимально близким к габаритам машинного зала; в несущих и ограждающих элементах его (каркасе, стенах, покрытии, подкрановых путях) в возможно большей степени используются проектные конструкции (рис. 8.36);

на подкрановых путях шатра-цеха (по возможности проектных) устанавливают временные мостовые краны грузоподъемностью

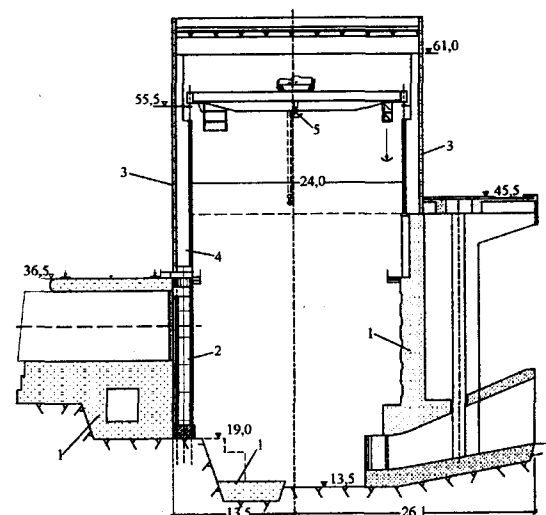


Рис. 8.36. Поперечный разрез по стационарному шатру-цеху Усть-Среднеканской ГЭС на р. Колыме (проект):

1 – бетон 1-ой очереди, 2 – временные опоры шатра-цеха, 3 – постоянные (или временные) стены машзала и шатра-цеха, 4 – постоянный каркас машзала и шатра-цеха, 5 – временный мостовой кран

15-50 т для производства бетонных и монтажных работ и один легкий мостовой кран для выполнения внутриблочных работ;

для подачи под мостовые краны бетона и грузов внутри шатра организуют не менее двух приемных площадок: на монтажной площадке ГЭС и на последнем агрегатном блоке с подъездами к ним по эксплуатационному мосту нижнего бьефа (рис. 8.37);

временный шатер-цех оснащается стационарными сетями водо-, воздухо-, тепло-, электроснабжения, освещения и связи; а также необходимыми для производства бетонных и монтажных работ оборудованием и механизмами; в нем постоянно поддерживается положительная температура;

работы по сооружению временного шатра-цеха выполняют башенным или гусеничным краном при естественных температурах стройплощадки с укладкой бетона по сборно-монолитной технологии с использованием ТЗП;

на 2-ом этапе в шатре-цехе с искусственным климатом временными мостовыми кранами ведут подготовку скального основания, укладывают бетон и монтируют закладные конструкции массивной части здания ГЭС. Бетонирование ведут по технологии максимально близкой к оптимальной, а монтаж закладных частей выполняют укрупненными узлами;

на 3-м этапе временный шатер-цех в пределах машинного зала реконструируют в постоянный машинный зал без нарушения искусственного климата внутри его (в случае выполнения временного шатра-цеха в проектных конструкциях и габаритах этот этап работ может быть полностью исключен).

В зависимости от конструкции здания ГЭС временный шатер может выполняться: строго в габаритах подводной части и машинного зала с кар-

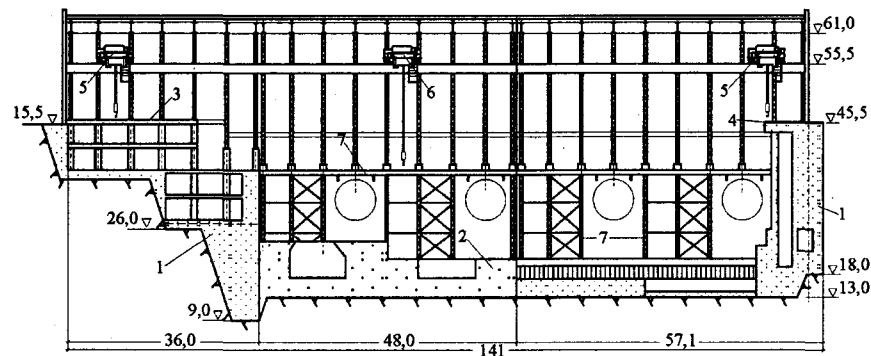


Рис. 8.37. Продольный разрез по стационарному шатру-цеху  
Усть-Среднеканской ГЭС:

1 – бетон, укладываемый на открытом воздухе, 2 – бетон, укладываемый в шатре-цехе, 3 и 4 – перегрузочные площадки мостовых кранов, 5 – кран г/п 30-50 т, 6 – кран г/п 5-10 т, 7 – временные металлоконструкции шатра-цеха

касом, стенами и покрытием из проектных конструкций (оптимальный вариант, представлен на рис. 8.36 и 8.37); шире машзала с непроектными низовой стеной и покрытием или с отличными от машзала габаритами, обеспечивающими только бетонирование подводной части ГЭС.

В варианте с габаритами машзала временный шатер приплотинной ГЭС включает:

бычки нижнего бьефа с низовой частью отсасывающих труб, эксплуатационным мостом и низовой бетонной стенкой подводного массива гидростанции;

металлические колонны машзала с временными металлическими подножниками в нижней части для опирания на скальное или бетонное основание;

постоянные стены и покрытие в пределах шатра;

постоянные подкрановые балки и пути с временными мостовыми кранами на них;

раздельный устой в пределах здания гидростанции;

временные стены во всех проемах ниже пола машинного зала;

временные площадки для приемки бетона и конструкций мостовыми кранами на блоке монтажной площадки и последнем агрегатном блоке ГЭС с подъездами к ним;

инженерные сети водо-, воздухо-, электроснабжения, освещения и связи и систему временного отопления, способную поддерживать внутри цеха температуру не ниже 0°C

При выполнении шатра-цеха с высотой проектного машзала целесообразно устройство подкрановых путей в двух уровнях: постоянных – для бетоноукладочных и эксплуатационных мостовых кранов и временных на более низкой отметке для крана, выполняющего внутриблочные работы. Такое решение обеспечивает наиболее эффективное использование этих механизмов при выполнении строительных работ, а также удобно для размещения подвижной внутрицеховой стенки для ограничения объема обогреваемого шатра в наиболее холодные месяцы года пусковыми агрегатами.

Рассмотренный способ бетонирования здания ГЭС без больших дополнительных затрат вносит в строительство этих сложных сооружений новый принцип круглогодичного производства строительно-монтажных работ в комфортных для людей и механизмов условиях искусственного климата. Это не только позволяет использовать наиболее эффективную сборно-монолитную технологию возведения зданий ГЭС в районах с суровым климатом, но создает все необходимые условия для осуществления на большей части таких сооружений оптимальной технологии производства бетонных и монтажных работ. Более того, установкой временных мостовых кранов достаточно большой грузоподъемности (или более ранним вводом эксплуатационных

кранов) создаются предпосылки для совершенствования монтажа закладных конструкций турбин вплоть до полной сборки спиральных камер на монтажной площадке (как это имело место на строительстве Колымской ГЭС).

Производственная и экономическая эффективность возведения зданий ГЭС в стационарном шатре-цехе обеспечивается во-первых, исключением огромных затрат труда, материалов и тепла на строительство и обогрев индивидуальных тепляков над каждым блоком; во-вторых, снижением затрат и повышением темпов работ в результате использования сборно-моноконструкций и механизации всех внутриблочных операций на укладке бетона; в-третьих, повышением в зимнее время производительности труда рабочих в 1,4-1,7 раза и соответственно механизмов в результате коренного улучшения условий производства работ.

Экономический эффект от возведения здания ГЭС в шатре-цехе будет тем выше, чем в большей степени будут учтены в конструкции сооружения особенности этого способа производства работ, особенно в части использования для создания шатра-цеха постоянных элементов машинного зала. Одним из условий экономической эффективности этого способа возведения зданий ГЭС является выполнение бетонных работ в возможно короткие сроки со значительным уменьшением расхода тепла на обогрев шатра-цеха.

Основные требования рассматриваемого способа производства работ к компоновке и конструкции здания гидростанции сводятся к следующим.

Длина агрегатного блока должна обеспечивать возможность создания шатра-цеха с пролетом серийно выпускаемых промышленностью мостовых кранов. Для выполнения этого требования целесообразно возможно большее число обычно располагаемых в нижнем бьефе здания ГЭС эксплуатационных помещений перемещать на низовую грань стационарной плотины или в служебный корпус.

Размеры спиральной камеры и агрегатного блока при использовании в конструкции шатра-цеха каркаса машзала должны допускать устройство временных опор под колонны машинного зала с нижнего бьефа.

Компоновка машзала на последнем агрегатном блоке и монтажной площадке должна допускать организацию на них перегрузочных площадок для временных мостовых кранов на отметках основания сооружения и пола машинного зала.

Размеры эксплуатационного моста по отсасывающим трубам должны допускать двухстороннее движение автотранспорта к приемным площадкам мостовых кранов.

При выполнении шатра-цеха без использования несущих конструкций машинного зала пол последнего целесообразно располагать на 5-6 м ниже эксплуатационного моста с нижнего бьефа и предусматривать возможность устройст-

ва временного (на период бетонирования подводной части гидростанции) подъезда автомашин на его отметку по низовому столбу стационарной плотины.

Конфигурация основания и конструкция здания ГЭС должны обеспечивать строительство шатра-цеха при минимальном объеме укладки бетона на первом этапе работ.

Оптимальной может считаться конструкция здания ГЭС, которая позволяет выполнить шатер-цех в габаритах машинного зала с использованием его каркаса и ограждающих конструкций и осуществить последующий переход от временного шатра к постоянному машзалу без существенных переделок. Однако окончательный выбор конструкции шатра-цеха в большой степени зависит от конкретных условий строительства.

Рассмотренная технология была разработана кафедрой гидротехнических сооружений ННГАСУ в проекте организации строительства здания гидроэлектростанции Усть-Среднеканской ГЭС на р. Колыме в Северной климатической зоне, составленном по заданию Колымагэсстроя [158.4].

Усть-Среднеканская ГЭС, являясь третьей ступенью Колымского каскада, имеет при среднем напоре 44 м мощность 440 МВт и выработку электроэнергии 2010 млрд кВт·ч в год. В состав гидроузла входят: здание гидроэлектростанции приплотинного типа на 4 агрегата, бетонные правобережная глухая и стационарная плотины, водосбросная плотина с десятью глубинными водосбросами, сопрягающий устой и левобережная русловая и пойменная плотины общей длиной около двух км. Основанием русловых сооружений служат тальные граниты, а левобережной дамбы – вечномерзлые четвертичные отложения. Климат района строительства резко континентальный, среднегодовая температура минус 11,8<sup>0</sup>С, среднемесячная наиболее холодного месяца минус 37,9<sup>0</sup>С и минимальная зимняя минус 52<sup>0</sup>С.

Здание ГЭС примыкает с нижнего бьефа к стационарной плотине и состоит из двух агрегатных секций, монтажной площадки и блока раздельного устоя общей длиной 141,12 м. Ширина массивной части его 40,2 м, а максимальная высота с машинным залом около 55 м, в том числе подводной массивной части 31,4 м. Ширина машинного зала 27 м при пролете мостового крана 24 м.

Возведение здания ГЭС в стационарном шатре-цехе намечалось осуществить в три этапа (рис. 8.38).

На 1-ом этапе бетонировались опорные конструкции (ниже пола машинного зала) верхней части шатра-цеха и на них над всем сооружением возводился стационарный шатер-цех. По габаритам он совпадал с габаритами будущего здания ГЭС.

Эти конструкции включали: низовой столб стационарной плотины до отметки пола машзала, примыкающую к торцу ГЭС часть раздельного устоя, бычки отсасывающих труб с отштабленной по внутренней плоскости колонн нижнего бьефа частью подводного массива ГЭС и временную металлическую эстакаду под колонны верхнего бьефа (оставляемую впоследствии в бетоне). В качестве несущих и ограждающих конструкций верхней части шатра использовались проектные колонны, стены и покрытие машинного зала. Отверстия в агрегатной части бетонного массива закрывались временными деревометаллическими панелями с утеплителем из ФРП или шлаковаты. Для уменьшения объема отапливаемого пространства шатра-цеха

предусматривалась установка на постоянных подкрановых путях подвижной тепловой перегородки, позволявшей ограничивать его любым числом агрегатных блоков.

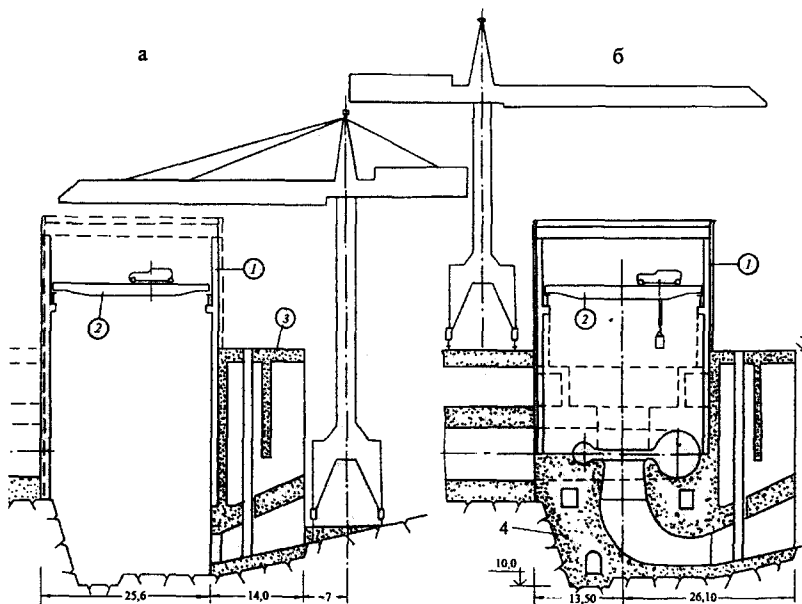


Рис. 8.38. Последовательность строительства здания гидроэлектростанции в стационарном шатре-цехе:

а) строительство временного шатра-цеха, б) строительство здания ГЭС в шатре-цехе его механизмами: 1 – ограждающие конструкции шатра-цеха, возводимые в 1-ю очередь, 2 – временный мостовой кран, 3 – бетон подводной части ГЭС, укладываемый в 1-ю очередь, 4 – бетон массивной части здания ГЭС, укладываемый во 2-ю очередь в шатре-цехе

На тех же подкрановых путях монтировались два временных бетоноукладочных мостовых крана грузоподъемностью 10-30 т и один 5-ти тонный вспомогательный кран для выполнения внутриблочных работ и управления пакетом тяжелых вибраторов. Приемка кранами бетона в шатре планировалась с двух перегрузочных узлов – на монтажной площадке и на раздельном устое с подъездом к ним автомашин по мосту нижнего бьефа.

Шатер-цех оборудовался сетями водо-, воздухо- и электроснабжения, электроосвещением и связью, оснащался необходимыми для производства бетонных и монтажных работ механизмами и оборудованием. В зимний период в нем постоянно работало 4-6 электрокалориферов мощностью 67 кВт каждый могла поддерживаться положительная температура. (при температурах наружного воздуха до минус 52<sup>0</sup>С).

Все работы по строительству шатра предусматривалось выполнять башенным или гусеничным кранами на открытом воздухе. Для снижения трудоемкости работ в зимний период все бетонные конструкции проектировались сборно-монолитными с бетонированием в теплозащитных панелях. Продолжительность первого (подготовительного) периода ориентировочно составляла 12-15 месяцев.

На 2-ом этапе работ в шатре-цехе в условиях искусственного климата временными мостовыми кранами планировалось уложить в течение 2-2,5 лет 99 тыс. м<sup>3</sup> бетона (из них 66 тыс. м<sup>3</sup> в зимний период), выполнить монтаж двух эксплуатационных мостовых кранов и всего гидросилового и электрического оборудования.

Работы намечалось выполнять в сборно-монолитных конструкциях с практически полной механизацией процесса бетонирования. Последнее обеспечивалось путем использования несъемной опалубки из панелей и металлической сетки (исключающей операцию по распалубке блока), подготовки блоков электромеханическими щетками, разравнивания и уплотнения бетонной смеси преимущественно пакетами тяжелых вибраторов на вспомогательном мостовом кране, с широким применением мобильных контактно-сварочных агрегатов на арматурных работах. При производстве монтажных работ предусматривалось максимальное применение укрупнительной сборки конструкций вплоть до установки на место эксплуатационным краном полностью собранной на монтажной площадке спиральной камеры.

На 3-ем этапе в условиях эксплуатации первых агрегатов выполнялись (с некоторыми ограничениями) оставшиеся работы по непущенным агрегатам и производилась замена временных конструкций шатра-цеха на постоянные без нарушения температурного режима эксплуатационного помещения.

Осуществление изложенной технологии производства работ в крайне неблагоприятных климатических условиях Устьсреднеканской стройплощадки позволяло выполнить работы по строительству здания ГЭС примерно за 3 года при полной механизации всех видов работ. Темпы укладки бетона при этом повышались в 1,6-1,7 раза, трудозатраты на бетонных работах снижались до 30%, а производительность труда рабочих повышалась на 33-54%. Расчетное снижение стоимости 1 м<sup>3</sup> бетона составило более 10%.

Изменение условий строительства в 90-х годах прошлого века с падением темпов работ вплоть до консервации стройки исключило практическую возможность осуществления разработанного проекта (особенно в варианте с большим объемом обогреваемого пространства шатра-цеха). Строительство этой ГЭС ведется традиционным способом с использованием монолитной технологии уже более 12 лет.

В условиях столь низких темпов производства бетонных работ несомненно более рациональным было бы создание на ней временного (без использования несущих и ограждающих конструкций машзала) стационарного шатра с вдвое меньшим по обогреваемому пространству объемом. Такой шатер мог быть выполнен, например, установкой строительных мостовых кранов на отметке эксплуатационного моста нижнего бьефа с устройством над ними максимально облегченного покрытия балочного типа и организацией автодорожных подъездов под краны по низовому столбу стационарной плотины. Подобное изменение конструкции шатра практически не отразилось бы на технологии работ и по предварительным расчетам не повлекло бы удорожания их.

#### 8.4.3. Циклично-цеховой способ бетонирования здания ГЭС

Циклично-цеховой способ бетонирования зданий ГЭС, обеспечивая возможность применения в местностях с суровым климатом сборно-монолитных конструкций, одновременно создает условия для дальнейшего со-

вершенствования производства бетонных работ (рис. 8.39). Он вносит в строительство поточность и ритмичность, возможность механизации всех без исключения операций процесса укладки бетона, создает предпосылки для внедрения в строительство автоматики и роботов. Организация работ при нем базируется на следующих принципах.

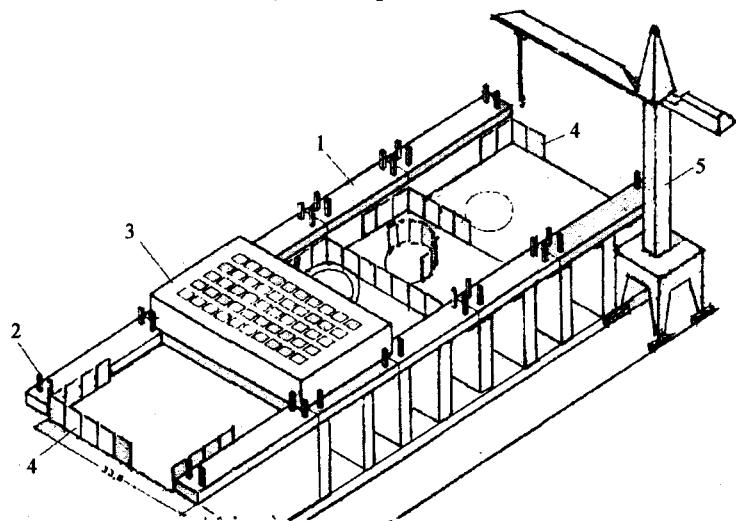


Рис. 8.39. Схема возведения здания ГЭС циклично-цеховым способом:

1 – самоподъемные эстакады, 2 – колонны самоподъемных эстакад, 3 – передвижной шатер-цех на агрегатный блок, 4 – железобетонные конструкции, монтируемые башенным краном на открытом воздухе, 5 – башенный кран

На возводимом сооружении устанавливается башенный кран, способный обслуживать весь фронт работ.

В верхнем и нижнем бьефах сооружения монтируют две параллельные минимальной высоты самоподъемные эстакады с рельсовыми путями. На рельсовых путях устанавливают подвижной шатер-цех размером на один ярус одного агрегатного блока здания ГЭС, способный перемещаться по рельсовым путям эстакады по горизонтали и вместе с эстакадой по вертикали.

Шатер-цех оснащают всеми необходимыми для укладки бетона и производства внутриблочных работ механизмами и оборудованием, которые перемещаются вместе с ним по вертикали и горизонтали.

Возводимое сооружение бетонируется поярусно с циклическим выполнением монтажных и бетонных работ на каждом ярусе каждого агрегатного блока.

Монтажные работы выполняют бетоноукладочными или (при отсутствии их) монтажными кранами укрупненными узлами на открытом воздухе вне шатра-цеха.

Укладка бетона и требующие положительных температур работы выполняются в шатре-цехе в условиях искусственного климата его оборудованием и механизмами.

По мере выполнения работ шатер-цех перемещается с блока на блок по горизонтали и с яруса на ярус по вертикали. Перемещение шатра-цеха: по

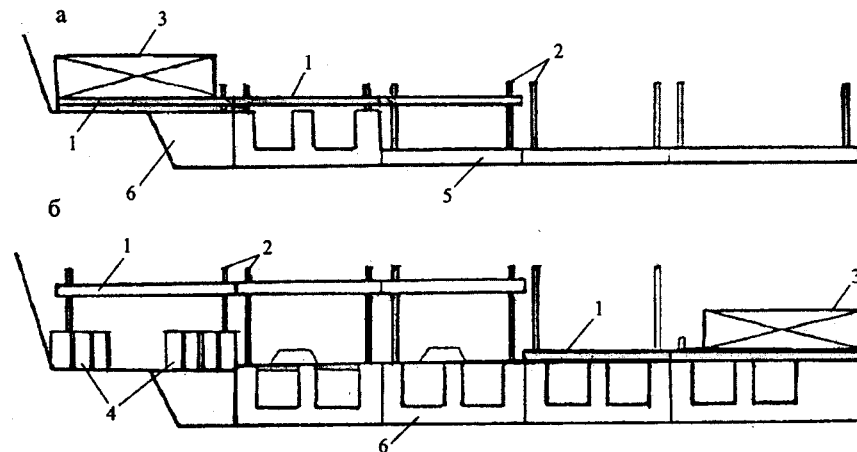


Рис. 8.40. Последовательность бетонирования здания ГЭС циклично-цеховым способом:

а) производство работ на 1-ом ярусе; б) производство работ на 2-ом ярусе ГЭС: 1 – самоподъемная эстакада, 2 – опоры эстакады, 3 – подвижной шатер-цех, 4 – армопанели или опалубка, 5 – плита отсасывающей трубы, 6 – отсасывающая труба здания гидростанции

горизонтали осуществляется перекаткой его по рельсовым путям эстакад, а по вертикали – синхронным подъемом эстакад одного агрегатного блока.

Работы при циклично-цеховом способе выполняются в следующем порядке.

После выемки котлована вдоль отсасывающих труб бетонируют плиту и нижний ярус бычков, в которые заделывают колонны самоподъемной эстакады нижнего бьефа. На них укладывают пролетное строение эстакады. Одновременно с верхнего бьефа на той же отметке монтируют параллельную самоподъемную эстакаду с заделкой ее колонн в бетон плотины.

Подвижной шатер-цех собирают на блоке монтажной площадки на отметке низа или верха отсасывающих труб (в зависимости от отметки основания стационарной плотины). Готовность его обеспечивают ко времени завершения монтажа самоподъемных эстакад первого блока.

Готовый шатер перемещают по рельсовым путям эстакад на первый агрегатный блок, герметизируют и обогревают. Под его тепловой защитой готовят скальное основание и укладывают бетон в плиту первого агрегата.

По окончании бетонных работ на первом ярусе первого агрегатного блока шатер-цех перекачивают по рельсовым путям эстакад на второй агрегатный блок, где в той же последовательности выполняют аналогичные работы на первом ярусе.

По завершении укладки бетона на первом ярусе второго агрегатного блока шатер-цех последовательно перемещают на остальные агрегатные блоки с выполнением на каждом из них того же комплекса работ. В это же время на втором ярусе незакрытых шатром агрегатов и на монтажной площадке башенным краном выполняют работы по монтажу армопанелей и армоконструкций, обеспечивая готовность их на монтажной площадке ко времени завершения работ на первом ярусе последнего агрегата.

После укладки бетона на первом ярусе последнего агрегатного блока шатер-цех синхронным подъемом эстакад этого агрегатного блока перемещают на второй ярус и по заблаговременно поднятым к этому времени эстакадам предыдущих агрегатов возвращают на монтажную площадку для начала работ на новом ярусе.

По завершении укладки бетона на втором ярусе всех агрегатов шатер-цех путем подъема эстакад и перекачки по ним последовательно перемещают на все вышележащие ярусы здания ГЭС, где под его тепловой защитой и его оборудованием выполняют на каждом агрегатном блоке весь комплекс внутриблочных работ и укладки бетона.

Работы по монтажу закладных частей турбин, армоконструкций и сборного железобетона, как и бетонирование бычков отсасывающих труб на каждом ярусе каждого агрегатного блока, выполняют бетоноукладочными кранами на открытом воздухе до перемещения шатра на подлежащий бетонированию агрегатный блок.

*Конструкция подвижного шатра-цеха* (рис. 8.41). Подвижной шатер-цех предназначен для выполнения требующих положительных температур бетонных и внутри-блочных работ. Он представляет собой пространственную металлическую конструкцию размером на агрегатный блок, которая через ходовые тележки опирается на рельсовые пути самоподъемных эстакад и состоит из стального каркаса в виде продольных и торцовых ферм, отопления боковых стен и покрытия с люками для подачи материалов и бетонной смеси (при крановой укладке бетона). Шатер-цех оборудован механизмом передвижения, сетями водо-, воздухо-, тепло- и электроснабжения, электроосвещения и связи и имеет собственные механизмы (включая кран-балку) и оборудование для производства внутриблочных и сварочных работ. К нижней части стен шатра подвешены гибкие полотнища утепленного брезента для герметизации внутрицехового пространства после установки на очередном агрегатном блоке.

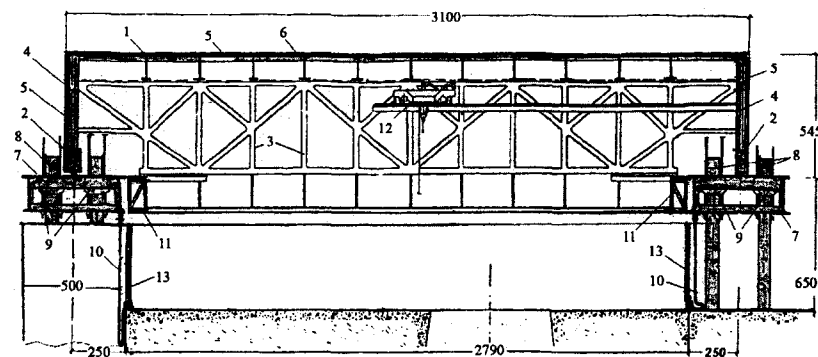


Рис. 8.41. Схема блочного подвижного шатра для циклично-цехового способа возведения здания ГЭС:

1 – подвижной шатер-цех, 2 – тележки шатра, 3 – продольная ферма-стенка шатра, 4 – торцовая ферма-стенка шатра, 5 – стеновое ограждение и покрытие шатра, 6 – балки покрытия шатра, 7 – самоподъемные эстакады, 8 – опорные колонны эстакад, 9 – подъемники эстакад, 10 – гибкое отопление, 11 – переходные мостики шатра, 12 – мостовой кран, 13 – армопанели

Самоподъемные эстакады, на которых располагается шатер-цех, предназначены для перемещения его по вертикали и по горизонтали. Длина каждой из них равна длине здания ГЭС, а число пролетов соответствует числу агрегатных блоков плюс монтажная площадка. Каждый пролет эстакады независим от других и состоит из двух стальных продольных балок и поперечных ригелей. Опорами эстакад в каждом пролете служат 4 или 6 сборных железобетонных колонн размерами 40x40 или 60x60 см, которые монтируются отдельными элементами длиной равной высоте яруса. Эстакады опираются на них через стационарно установленные электромеханические подъемники типа ПЭКТИ грузоподъемностью 50 т каждый. Подъемники осуществляют подъем эстакады вместе с расположенным на ней шатром-цехом на высоту 2,1 м за цикл.

*Технология производства работ.* Работы при рассматриваемой технологии ведутся циклично. Монтаж опалубки из армопанелей, сборных элементов железобетонных перекрытий и металлических конструкций выполняют на открытом воздухе до установки шатра над блоком. Работы же и операции с «мокрыми» процессами или не допускающие выполнения при отрицательных температурах, например, ответственную сварку, производят в условиях искусственного климата шатра-цеха после установки его над блоком, уплотнения ограждающих конструкций и обогрева подшатрового пространства. При этом используют те же методы работ, что и в летний период.

Бетонную смесь можно подавать в шатер одним из трех способов: кранами в бадьях, конвейерами типа Rotec или бетононасосами. Способ пода-



чи смеси существенно отражается на конструкции шатра-цеха, не изменяя основных принципов технологии производства работ. Для условий Северной климатической зоны предпочтительной представляется подача бетонной смеси конвейерами, обеспечивающая наиболее благоприятные температурные условия при укладке бетона и производства работ в шатре.

*Эффективность циклично-цеховой технологии и условия ее применения.* Экономическая и производственная эффективность рассматриваемой технологии достигается за счет трех факторов. Во-первых, исключением затрат труда, тепла и материалов на создание и обогрев тепляков над каждым блоком. Во-вторых, снижением трудозатрат и увеличением темпов укладки бетона при использовании сборно-монолитных конструкций, внедрением поточности и ритмичности. В-третьих, за счет повышения производительности труда рабочих вследствие коренного улучшения условий производства и механизации внутриблочных работ.

Выполненные для Амгуэмской ГЭС проработки по возведению здания гидроэлектростанции циклично-цеховым способом показали возможность снижения трудозатрат на 20%, повышения темпов укладки бетона на 22-33% и сокращения продолжительности строительства до 25% [0.11].

Рассматриваемая технология требует, однако, серьезной инженерной подготовки производства и предъявляет к сооружению ряд требований. В их числе: возможно меньшая ширина здания ГЭС, выполнение его в сборно-монолитных конструкциях с включением в них рабочей арматуры, а остальной арматуры в армокаркасах и сетках.

#### 8.4.4. Выбор способа возведения здания ГЭС в суровом климате

Возведение сложных по конструкции и трудоёмких по исполнению сооружений типа здания ГЭС представляет весьма трудную проблему даже в местностях с умеренным климатом. При суровом климате эти трудности многократно возрастают, а в условиях особо сурового климата Северо-Востока нашей страны становятся в зимний период трудно преодолимой проблемой и на многие годы задерживают ввод гидроузла.

Вилуйская ГЭС-3 на р. Вилуй на 6 гидроагрегатов общей мощностью 300 МВт, например, была запроектирована в монолитных бетонных конструкциях. По причине преимущественно трудности бетонирования сильно армированных железобетонных конструкций подводной части здания ГЭС в условиях особо сурового климата Якутии строительство её растянулось почти на 30 лет.

Переход в таких случаях на строительство зданий ГЭС путем использования специальных технологий бетонирования в условиях искусственно-

го климата практически неизбежен, но связан со значительными дополнительными стоимостными затратами, размеры которых сильно зависят от способа производства работ. На выбор последнего определяющее влияние оказывают степень суровости климата, габариты агрегатного блока, количество агрегатов и характер конструкции машинного зала.

Анализ технологий бетонирования в условиях искусственного климата, требований к шатрам для возведения зданий ГЭС и единичных проектов бетонирования их с применением специальных технологий позволяет сформулировать лишь самые приблизительные рекомендации по выбору способа производства работ при возведении таких сооружений в рассматриваемых климатических условиях.

Наиболее благоприятной для возведения зданий ГЭС в суровых климатических условиях следует признать организацию работ в стационарном шатре-цехе, обеспечивающей все условия для внедрения в строительство ГЭС оптимальной технологии бетонирования и индустриализации тесно связанного с ней производства монтажных работ. Применение этого способа, однако, из-за сложности создания шатра-цеха и больших энергетических затрат на отопление его может быть рекомендовано лишь для приплотинных ГЭС с малым числом относительно небольших по габаритам агрегатных блоков (при ширине машзала до 15-16 м).

Циклично-цеховой способ возведения зданий ГЭС, наоборот, рационален для сооружений с большим числом гидроагрегатов. Ширина машзала при этом теоретически может быть любой, однако по причине крайне малого опыта работы с самоподъемными эстакадами (Токтогульская ГЭС) и отсутствия его в части работы с подвижными цехами более 18-20 м на первом этапе рекомендована быть не может.

Наиболее универсальный способ бетонирования таких сооружений в инвентарных теплозащитных панелях применим на зданиях ГЭС любых габаритов и конструкции, но по оборачиваемости переносимых с агрегата на агрегат сложных индивидуальной формы теплозащитных панелей экономически может быть целесообразен лишь для ГЭС с числом агрегатных блоков не менее 5.

Для зданий ГЭС приплотинного типа наиболее простым по организации и перспективным по результатам представляется бетонирование в подвижных шатрах, аналогичных применявшимся на водосливной плотине Бухтарминской ГЭС [24. 25]

Подвижной шатер здания ГЭС в этом случае представляет собой систему временных подвижных перекрытий над агрегатными блоками и монтажной площадкой машинного зала гидроэлектростанции, образованных из типовых секций шатра.

Секции шатра (ширина и число их выбирается из расчета полного закрытия одного агрегатного блока), укладываются поперек машинного зала, опираются своими концами на временные (оставляемые в бетоне) металлические или железобетонные колонны и в пределах агрегатного блока жестко соединяются между собой. Промежутки между шатрами смежных агрегатных блоков закрываются брезентовыми полотнищами, обеспечивающими свободное перемещение шатров по вертикали в пределах высоты бетонируемого яруса. Защита подшатрового пространства в плоскости покрытия обеспечивается жестким утепленным настилом с открываемыми люками, а с верхнего и нижнего бьефов – подвеской к шатру утепленных брезентовых полотнищ нужной длины.

Типовая секция шатра состоит из двух продольных металлических ферм, жестко соединенных решетчатыми связями, и утепленного покрытия по ним. Решетка ферм и связи допускают размещение между поясами ленточных конвейеров для перемещения бетонной смеси вдоль здания, электрокалориферов, оборудования для производства бетонных и монтажных работ и инженерных коммуникаций (вода, воздух, паропроводы и электросети), а покрытие – перемещение людей для приемки конструкций и при необходимости бетона. Подъем шатра осуществляется сразу над всем агрегатным блоком и может производиться любым из известных способов.

Бетонные и монтажные работы в шатре выполняются с использованием сборно-монолитных железобетонных конструкций и оптимальной малотрудоемкой технологии укладки бетона и производства внутроболюковых работ с помощью подвешенных к фермам шатра 5-тонных кран-балок. Высота подшатрового пространства при этом определяется высотой яруса бетонирования и расстоянием от низа ферм шатра до низа пакета вибраторов.

Низовая часть отсасывающих труб и бычки с нижнего бьефа за пределами подвижного шатра бетонируются в ТЗП, а конструкции машинного зала выше массивной части здания выполняются в условиях искусственного климата того же шатра, опоры которого усиливаются и наращиваются до нужной высоты (как это имело место на водоприемниках 1 и 2-го агрегатов Бухтарминской ГЭС, см. рис. 8.10).

При использовании на монтаже гидроагрегатов эксплуатационных кранов козлового типа или расчете колонн машзала на работу эксплуатационных мостовых кранов без учета работы ригеля поперечной рамы машзала возведение здания ГЭС в подобном подвижном шатре обеспечивает возможность круглогодичного выполнения в самых суровых климатических условиях всех видов работ, включая монтаж гидроагрегатов и проведение пусковых операций.

## **8.5. Эффективность цеховых технологий и требования к сооружению и шатрам**

Возведение плотин в подвижных цехах предъявляет к конструкции шатров, организации работ в них и к самому сооружению определенные требования. Пренебрежение ими резко снижает эффективность этого метода

работ и даже делает его непригодным для производства, как это имело место на Красноярской ГЭС. При всесторонней же увязке конструкции плотины с конструкцией шатров и технологией работ рассматриваемая схема способна в самых суровых климатических условиях обеспечить выполнение бетонных работ практически любыми темпами при значительном снижении трудозатрат и минимальном увеличении стоимости.

Общими требованиями к сооружению для всех цеховых методов работ являются:

применение секционной разрезки на блоки (только при отсутствии продольных швов может быть достигнута минимальная трудоемкость и широкий фронт работ);

выполнение напорных водоводов со стальной облицовкой с расположением их в целях независимого выполнения бетонных и монтажных работ вне тела плотины (на низовой грани ее) или близкое к горизонтальному в нижней части сооружения.

Специфические требования к сооружению при токтогульском методе бетонирования подробно изложены в [90.11; 90,13]. Они сводятся к следующим. Сооружение должно иметь минимальное количество температурных и строительных швов с выполнением их в железобетонной опалубке; шахты, потерны, водопропускные отверстия и прочие усложняющие конструкцию плотины элементы группироваться по зонам при минимальном количестве их; арматура и закладные части не должны мешать движению бетоноукладочных средств и увеличивать объем ручной проработки бетона.

При крановых и непрерывно-конвейерном бетонировании: разрезку плотины на секции желательнее производить с учетом максимальной однотипности шатров, напорную грань плотины проектировать близкой к вертикали, а опорные стойки бетоноукладочных эстакад в пределах профиля сооружения выполнять без связей.

Подвижной шатер при цеховой технологии работ становится неотъемлемым элементом бетоноукладочного комплекса и также должен отвечать определенным требованиям. Характер их зависит от роли шатра в технологии работ, а общими для всех шатров требованиями являются:

простота и надежность конструкции, блочность и многократная обрабатываемость;

возможность заводского изготовления блоков шатра и доставки их на стройплощадку в максимально готовом виде;

возможность монтажа и демонтажа шатра блоками максимальной готовности;

простота и удобство эксплуатации: небольшие потери тепла, легкость подъема, возможность использования эффективных видов опалубки и меха-

низмов, оснащенность всем необходимым оборудованием и коммуникациями, возможность подачи бетонной смеси и пакета вибраторов в любую точку блока;

возможность механизации всех операций технологического процесса при взаимозаменяемости оборудования и механизмов;

минимальный расход металла на опорные конструкции, оставляемые в бетоне.

В подвижных шатрах для укладки бетона кранами, например, во избежание снижения производительности кранов целесообразно:

разгрузку бадей производить с покрытия шатра без опускания в цех, а высоту внутрицехового пространства принимать минимальной (равной высоте блока плюс 2-2,5 м);

для монтажа опалубки, арматуры и работы с пакетом вибраторов оснащать шатер собственным краном грузоподъемностью не менее 2 т, кран следует размещать при опускании бады в блок – внутри шатра, при разгрузке с перекрытия – на покрытии;

в очень суровых климатических условиях для уплотнения бетонной смеси использовать электротракто́ры с пакетами вибраторов.

Опира́ние и по́дъем подвижных шатров могут осуществля́ться по одной из схем:

на поверхность блока через телескопические опоры с гидравлическим приводом;

на металлические или железобетонные колонны с подъемом автопогрузчиками, переносными электролебедками или электромеханическими подъемниками;

на бетон нижележащего блока через боковые открьлки с подъемом электромеханическими или гидравлическими подъемниками.

В шатрах с крановой укладкой применима любая из перечисленных систем опира́ния и по́дъема, но предпочтительна – с телескопическими опорами и гидроприводом.

При послойном методе бетонирования автосамосвалами вследствие отсутствия люков в покрытии шатры наиболее просты по конструкции и легки. Главное для них – возможность использования серийных транспортных и грузоподъемных средств.

При непрерывно-конвейерной технологии шатры конструктивно наиболее сложны и тяжелы. Опорно-подъемную систему их целесообразно выполнять в виде железобетонных колонн со стационарными электромеханическими подъемниками либо совмещенного опира́ния через боковые открьлки на бетон ранее уложенного блока и телескопические колонны с гидроприводом. Последние в этом случае используются как средство подъема шатра.

Важнейшим условием успешного применения цеховой технологии работ является минимальная продолжительность монтажа и демонтажа отдельных элементов подвижного шатра и его оборудования. Идеальным является продолжительность этих операций, укладываемая между бетонированием смежных по высоте ярусов. Такому условию может удовлетворять лишь конструкция из типовых, полностью изготовленных на заводе блоков-секций, оснащенных всеми необходимыми коммуникациями и оборудованием с общей массой в пределах грузоподъемности бетоноукладочных кранов.

Создание такой блок-секции представляется возможным при выполнении каркаса из легких прочных сплавов, а ограждающих конструкций – с использованием пенопластов и профилированных настилов. При этом в последних важны не столько высокие теплоизоляционные свойства, сколько отсутствие щелей и продуваемости.

Всесторонний учет перечисленных требований к шатру и конструкции плотины возможны только при разработке технологии бетонных работ одновременно с проектированием сооружения.