



ISSN 0203—0772

МИНИСТЕРСТВО ЭНЕРГЕТИКИ И ЭЛЕКТРИФИКАЦИИ СССР

ЦЕНТР НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЙ ИНФОРМАЦИИ  
ПО ЭНЕРГЕТИКЕ И ЭЛЕКТРИФИКАЦИИ

ЭКСПРЕСС-ИНФОРМАЦИЯ

ЭНЕРГЕТИКА И ЭЛЕКТРИФИКАЦИЯ

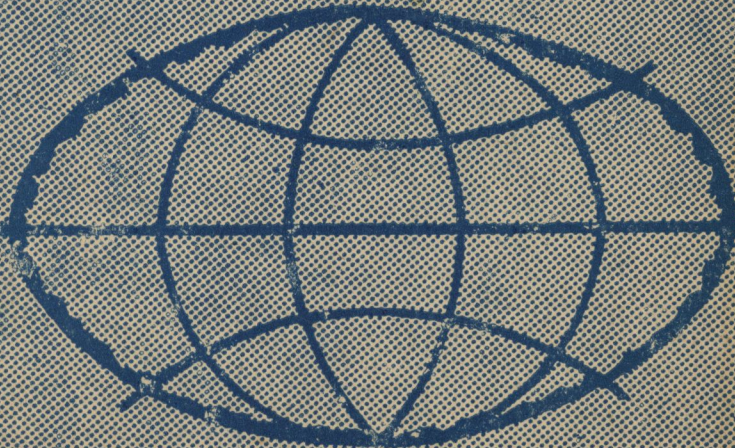
*Решают цель заветы армянской истории*  
*Усиление контроля* <sup>серия</sup> *контрастов*

**ГИДРОЭНЕРГЕТИКА  
ЗА РУБЕЖОМ**

выпуск **3**

МОСКВА 1986

*Бет. м. (мет. кон. 71.)*



Экспресс-информация серии  
ГИДРОЭНЕРГЕТИКА ЗА РУБЕЖОМ

Выпуск 3

Ответственный за выпуск - Н.Г. Крамаренко

Технический редактор - И.П. Тарасова

Корректор - Л.А. Журавлева

---

Подписано в печать 10.02.86.                      Формат 60x84<sup>I</sup>/16  
Печать офсетная                                      Усл.печ.л. 3,02  
Уч.-изд.л. 3,00                      Тираж 650                      Заказ 146                      Цена 60 коп.

---

Центр научно-технической информации по энергетике и электри-  
фикации Минэнерго СССР, Москва, проспект Мира, д.68

---

Типография Информэнерго, Москва, I-й Переяславский пер., д.5

**ВНИМАНИЕ!** Обязательное заполнение карт обратной связи установлено решением Минэнерго СССР. О результативности использования информации в отдельных организациях и в целом по отрасли регулярно докладывается руководству Министерства.

### КАРТА ОБРАТНОЙ СВЯЗИ

Возвратить в течение двух месяцев со дня получения по адресу: Москва, 129041, проспект Мира, 68, Информэнерго, Отдел зарубежной информации (НТИ-И).

Наименование серии экспресс-информации, год, номер выпуска	Сведения о подписчике		
	Министерство	Главк	Организация
Гидроэнергетика за рубежом, 1986, вып.3			

### ОЦЕНКА ИНФОРМАЦИИ

Наименование сообщений	Имеет практическую ценность	Намечена к внедрению (использованию)	Не соответствует направлению деятельности	Информация устарела
I	2	3	4	5
Гидроэнергетическое строительство в КНР Использование гидроэнергетических ресурсов в Гренландии Магнитные подпятники для обратимых электрических машин Выбор типа гидротурбин для малых ГЭС Выбор типа агрегата для ГЭС Мейн Канал (США) Малая ГЭС плавучего типа Применение метода конечных элементов при расчете арочных плотин в широких створах с учетом трещинообразования по контакту плотины с основанием Мероприятия по уменьшению фильтрации в основании арочной плотины Шлегайс (Австрия)				

ИНФОРМАЦИЯ  
ИМЕТЬ

I	2	3	4	5
<p>Настоящее и будущее много- арочных плотин</p> <p>Первая массивно-контрфорс- ная плотина в КАР</p> <p>Проблема трещинообразова- ния в бетонных плотинах</p> <p>Усиление контрфорсной пло- тины Олеф (ФРГ)</p> <p>Особенности строительства плотины Мидл-Фок из ука- тываемой бетонной смеси (США)</p>				

О чем Вы хотели бы прочитать в следующих выпусках нашей серии:

1. \_\_\_\_\_
2. \_\_\_\_\_
3. \_\_\_\_\_

М.П.

Главный инженер \_\_\_\_\_

" " \_\_\_\_\_ 1986 г.

ЭНЕРГЕТИКА И ЭЛЕКТРИФИКАЦИЯ

ЭКСПРЕСС-ИНФОРМАЦИЯ

СЕРИЯ

ГИДРОЭНЕРГЕТИКА ЗА РУБЕЖОМ

ВЫПУСК 3

ВЫХОДИТ ЕЖЕМЕСЯЧНО

ИЗДАЕТСЯ С 1979 ГОДА

МОСКВА 1986

---

Редактор серии Губин М.Ф.

ГИДРОЭЛЕКТРОСТАНЦИИ

УДК 621.311.21.002.2(510)

22. ГИДРОЭНЕРГЕТИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО В КНР.

43 millions de francs suisses pour une commande chinoise de pompes-turbines. - Revue Générale de l'Electricite, 1985, 94, N 9, 714 (франц.);

China starts nine year hydro project. - International Water Power and Dam Construction, 1985, 37, N 10, 4 (англ.);

Drei moderne 90-MW-Pumpturbinen fürs Reich der Mitte Electrizitätswirtschaft, 1985, 84, N 18, 725 (нем.);

Leichte Winkelbohrmaschine von Bosch. - Österreichische Zeitschrift für Elektrizitätswirtschaft, 1985, 38, N 9, 409 (нем.)

В настоящее время в КНР начато строительство второго крупного каскада гидроузлов, расположенного в провинции Юньань. Каскад состоит из 15 гидроузлов, расположенных на р.Ланьцан общей установленной мощностью 20 млн.кВт.

Первой очередью строительства каскада является гидроузел Маньвань установленной мощностью 1,5 млн. кВт, который будет являться вторым по величине в КНР после ГЭС Гечжоуба на р.Янцзы в провинции Хубэй. Строительство его займет примерно 9 лет, первый агрегат должен дать ток в июне 1992 г. Для осуществления строительства предусматривается переселение большого числа жителей из зоны затопления.

В настоящее время ведутся подготовительные работы: прокладываются дороги, строятся мосты и сооружается ВЛ для энергоснабжения строительства.

В КНР начинают также строиться гидроаккумулирующие электростанции. Так, в 200 км севернее столицы КНР г.Пекина строится ГАЭС Панцяякоу. На этой ГАЭС будут установлены три обратимые одноступенчатые РО гидромашин общей мощностью 270 МВт.

Поставка этих гидромашин осуществлена итальянским филиалом фирмы "Претто-Эшер Вюсс". Стоимость заказа составила 43 млн. швейцарских франков. Следует отметить, что за последние 35 лет это первый большой заказ КНР предприятиям фирмы "Эшер Вюсс".

В периоды ночного провала графика суточной нагрузки энергосистемы гидромашин ГАЭС будут служить для подъема воды из р.Луаньхе в верхний бассейн, объемом около 32 млн. м<sup>3</sup>, создаваемый бетонной гравитационной плотиной. В часы пиковой нагрузки, параллельно с остальными станциями энергосистемы, в генераторном режиме гидромашин будут развивать мощность 3x90 МВт. На ГАЭС Панцяякоу будут наблюдаться весьма значительные колебания напоров, поскольку колебания уровня верхнего бьефа составляют от 85 до 35 м, а нижнего бьефа от 9 до 14 м. В связи с этим для повышения КПД гидромашин предусмотрена их работа с двумя скоростями вращения, что достигается применением электрических машин с возможностью изменения числа пар полюсов.

Рабочие колеса гидромашин имеют массу 70 т и изготавливаются из нержавеющей стали. Работа по изготовлению рабочих колес ведется в сотрудничестве с фирмой "Зульцер-Эшер Вюсс" в Цюрихе (Швейцария), где будут выполнены необходимые модельные гидравлические исследования. Общая масса каждого гидроагрегата составит 600 т. Монтаж агрегатов будет выполняться поэтапно до конца 1987 г. Ил.3.

Е.В.Квятковская

## 23. ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ГИДРОЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ РЕСУРСОВ В ГРЕНЛАНДИИ.

Greenland prepares to harness the ice cap. - International Water Power and Dam Construction, 1985, 37, N 9, 53 (англ.)

Основными источниками энергии в Гренландии являются дизельные установки, работающие на дорогостоящем топливе. Эффективно используются несколько ветровых электростанций в отдаленных районах острова. Очень незначительно используется солнечная энергия и энергия термальных источников. Главной задачей энергетики Гренландии в настоящее время является поиск альтернативных вариантов для замены топлива, которое бы уменьшили зависимость Гренландии от его импорта. Несмотря на то, что заключен контракт на поиски нефти на шельфе восточного побережья, использование гидроэнергетических ресурсов талых вод считается лучшим решением этой проблемы.

Территория Гренландии на 80% покрыта ледником, толщина которого достигает 3000 м. В настоящее время проводятся изыскания мест между ледником и побережьем, на которых осадки, главным образом снег с нормой выпадения до 1 м ежегодно, и талая вода ледника могут быть собраны в природных озерах или в искусственно созданных водохранилищах и использованы для выработки электроэнергии. Ко всем таким площадкам предъявляется требование легкого доступа к ним, что особенно важно для страны, в которой нет внутренних путей сообщения. Так как большая часть населения Гренландии живет на западном побережье, исследования проводились в основном в этом районе.

Было выбрано восемь мест возможного строительства гидроэлектростанций с общим потенциалом около 600 млн. кВт·ч (см. таблицу). Среднегодовая потребность населения страны в электроэнергии составляет 800 млн. кВт·ч. Ориентировочно стоимость строительства четырех первоочередных станций составляет 200 млн. долл. США.

Таблица

Место строительства	Мощность ГЭС, МВт	Выработка, млн. кВт·ч
I	2	3
Илулиссат	20	130
Нуук	42	215
Паамиут	12	45
Сисимиут	12	45

I	2	3
Аммасалик	-	7,4
Нарссак	-	10
Нанорталик	-	26
Кууссууп Тасиа	-	86

Основное внимание при проектировании уделялось участку, расположенному в 35 км от г.Илулиссат. Окончательный проект ГЭС в этом районе будет утвержден в начале 1986 г.

Питание ГЭС будет осуществляться от двух водохранилищ, одного природного и одного искусственно созданного с помощью плотины. Третьей аккумулярующей емкостью должен стать подводный туннель. Максимальный перепад отметок между водохранилищами и уровнем моря составляет 233 м. Вода к турбинам будет подводиться каналами длиной 3 км и туннелями диаметром 4 м. На ГЭС устанавливается 4 радиально-осевые турбины мощностью 5 МВт каждая. С городом ГЭС соединяется ВЛ напряжением 60 кВ и длиной 50 км.

Подводящие каналы и туннели будут сооружаться взрывным методом в зимний период, все бетонные работы будут производиться в теплые летние месяцы. Общий срок строительства рассчитан на 3 года. Все тяжеловесные грузы будут доставляться на судах в летние месяцы, когда море свободно от льда.

При проектировании ГЭС основной проблемой является проходка туннелей в условиях вечной мерзлоты, распространяющейся на глубину до 200 м. Такие работы уже выполнялись в некоторых странах, но в условиях Гренландии дело осложняется вертикальной нагрузкой от ледника и возможностью его подвижки.

При эксплуатации ГЭС возможен ряд затруднений. Можно ожидать внутреннего оледенения туннелей, которое нарушит их нормальную эксплуатацию. Применение внутреннего обогрева сильно удорожает строительство и создает затруднения при эксплуатации. Невозможность исследования топографии под ледником осложняет расчет динамики ледяных масс под водохранилищами. Ожидаются затруднения, которые сейчас трудно оценить, связанные с изменением запасов свежей воды на участке от водозабора до моря. Основной нерешенной проблемой остается вопрос о влиянии ледника на плотину. В случае больших перепадов температур ледник может сдвинуть всю плотину на величину до нескольких метров. Существует опасение, что может увеличиться



скорость таяния льда. Одним из последствий этого может быть образование подземных путей фильтрации, по которым вода будет уходить из водохранилища. Табл. I.

Б.Е.Моныхов

УДК 621.224:621.313.322-82

#### 24. МАГНИТНЫЕ ПОДПЯТНИКИ ДЛЯ ОБРАТИМЫХ ЭЛЕКТРИЧЕСКИХ МАШИН.

Ajiro K. Magnetic thrust bearings for generator-motors. - International Water Power and Dam Construction, 1985, 37, N 10, 38-40 (англ.)

Японская компания "Фуджи электрик" с 1953 г. разрабатывает подпятники с электромагнитной разгрузкой для вертикальных обратимых электрических машин. К настоящему времени эта компания выпустила с такими подпятниками 15 гидрогенераторов мощностью от 13 до 335,5 МВ·А, установленных на 10 ГЭС. Необходимость применения разгрузки подпятника для обратимых электрических машин (двигатель-генератор) объясняется плохими условиями образования масляной пленки на сегментах с нулевым эксцентриситетом, необходимым при двустороннем вращении ротора агрегата. По японской статистике 40% механических повреждений таких машин относятся к подпятникам.

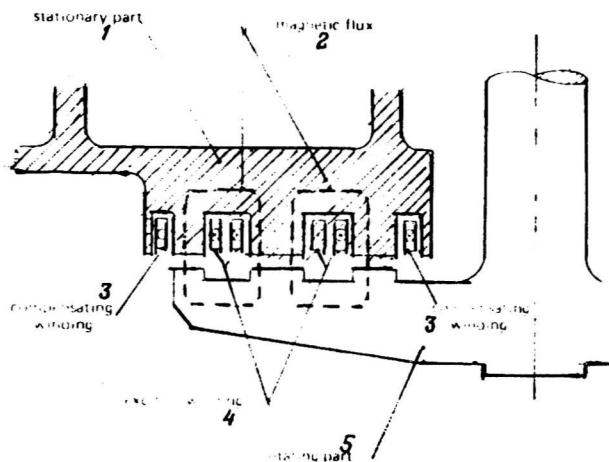
Принципиальная схема магнитной разгрузки подпятника показана на рисунке. Обмотки магнитов и компенсационные обмотки укладываются в пазы литого стального ярма, расположенного снизу нижней крестовины генератора. Компенсационные обмотки препятствуют рассеянию магнитного потока и возникновению вихревых токов на поверхности. На валу агрегата закреплен стальной диск, располагающийся под электромагнитом, с небольшим воздушным зазором. Обмотки электромагнита питаются постоянным током малого напряжения. Сила, действующая на вал агрегата, может быть вычислена по формуле:

$$F = 981000 B^2 \cdot A / 8 \mu,$$

где  $F$  - сила, кГ;  $B$  - индукция в воздушном зазоре, Гс;  
 $A$  - эффективная поверхность магнита, см<sup>2</sup>.

При индукции в пределах 13000-15000 Гс действующая удельная сила лежит в пределах 7-9 кГ/см<sup>2</sup>. При расположении электромагнита на опоре подпятника обеспечивается автоматическое распределение нагрузки между магнитным и сегментным подпятником.

Охлаждение магнитного подпятника для небольших агрегатов обеспечивается общей системой вентиляции генератора, а для крупных агрегатов - циркуляцией масла через полые проводники обмотки. Для



#### Узел магнитного подпятника:

I - неподвижные части; 2 - магнитный поток; 3 - компенсационная обмотка; 4 - обмотка возбуждения; 5 - вращающаяся часть

передачи усилий от обмотки на паз применяется коническая форма обмотки и паза. Для предотвращения касания вращающегося диска с электромагнитом, при превышении усилия от магнита над осевым усилием на валу, выполняется контрподпятник.

В таблице приведены данные, показывающие эффективность применения магнитной разгрузки подпятников для двух крупных обратных электрических машин.

Таблица

Характеристики	1	2
Частота вращения, об/мин	450	300
Мощность обратной электрической машины:		
в генераторном режиме, кВ·А	220000	335555
в двигательном режиме, кВт	220000	294752

Характеристики	1	2
Осевое усилие, т	580	1230
Усилие магнита, т	250	590
Напряжение питания, В	19	20
Сила тока, А	120	1470
Снижение потерь в подпятнике, кВт	340	884
Потери в электромагните, кВт	2,3	30
Общее снижение потерь, кВт	338	854
Повышение КПД генератора, %	0,16	0,28

При пусках-остановках осевое усилие регулируется ступенчатым изменением силы тока в магните. Подпятник агрегата должен быть рассчитан на полное осевое усилие на случай аварийной остановки агрегата при потере питания электромагнита.

Надежность магнита с простой обмоткой низкого напряжения весьма велика. Магнитная разгрузка позволяет увеличить толщину масляной пленки на сегментах и снизить температуру основного подпятника, что повышает его долговечность. Кроме того, магнитная разгрузка снижает пусковой момент двигателя и, за счет уменьшения потерь, размеры системы охлаждения подпятника. В дальнейшем предполагается устанавливать систему автоматического контроля магнитного усилия с тем, чтобы поддерживать постоянное усилие на подпятник при изменениях осевого усилия от турбины.

Приведены данные по 10 ГЭС Японии, на которых начиная с 1956 г. применяются магнитные подпятники. Ил.3, табл.2.

В. А. Линдчев

УДК 621.224:621.313.322-82

25. ВЫБОР ТИПА ГИДРОТУРБИН ДЛЯ МАЛЫХ ГЭС.

A hydro turbine for every need. - Compressed Air,  
1985, 90, N 10, 23-27 (англ.)

К настоящему времени в США уже выполнены более 3500 различных проектов малых ГЭС с мощностью агрегатов от нескольких кВт до 5 МВт. Большое число проектов и строительных работ выполнено частными фирмами. При проектировании таких гидростанций возникает необходи-

мость решения целого ряда общих для всех станций вопросов – учета геологических условий, определения экономической эффективности ГЭС и выбора турбинного оборудования. При известных значениях напора и диапазона его колебаний необходимо выбрать тип турбинного оборудования, который при минимальной его стоимости позволит получить максимум энергии. Создана методика таких расчетов, позволяющая быстро произвести выбор основного турбинного оборудования для малых ГЭС, использующих различные по величине напоры.

Правильный выбор типа турбины для заданных условий, при наличии большого числа различных возможных типов, является первой и достаточно сложной задачей. В настоящее время существует шесть основных типов турбин, используемых на малых ГЭС. К этим типам относятся: капсульные агрегаты с горизонтальной осью, вертикальные поворотные-лопастные турбины, горизонтальные радиально-осевые турбины, вертикальные неповоротные-лопастные и радиально-осевые турбины. Для высоких напоров рекомендуется применение ковшовых гидротурбин. Эти типы гидротурбин позволяют использовать расходы в диапазоне от 0,08 до 55 м<sup>3</sup>/с при напорах нетто от 2,5 до 255 м.

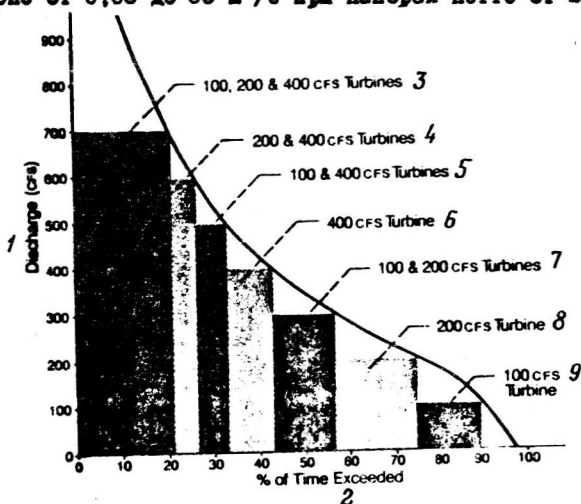


Рис. 1. Рекомендуемые значения числа агрегатов и расчетного расхода турбин для низконапорных малых ГЭС, работающих на бытовом стоке:

1 – значение бытового расхода реки, куб. фут/с; 2 – обеспеченность расхода в % по времени; 3 – три турбины с расчетными расходами 2,8, 5,6 и 11,2 м<sup>3</sup>/с; 4 – две турбины с расчетным расходом 5,6 и 11,2 м<sup>3</sup>/с; 5 – две турбины с расчетным расходом 2,8 и 11,2 м<sup>3</sup>/с; 6 – одна турбина с расчетным расходом 11,2 м<sup>3</sup>/с; 7 – две турбины с расчетным расходом 2,8 и 5,6 м<sup>3</sup>/с; 8 – одна турбина с расчетным расходом 5,6 м<sup>3</sup>/с; 9 – одна турбина с расчетным расходом 2,8 м<sup>3</sup>/с

Применение капсульных агрегатов считается наиболее целесообразным при использовании малых напоров. Количество устанавливаемых на ГЭС агрегатов может изменяться при этом от одного до нескольких.

Вертикальная компоновка пропеллерных и радиальноосевых турбин является наиболее экономичной при применении неподвижных направляющих аппаратов.

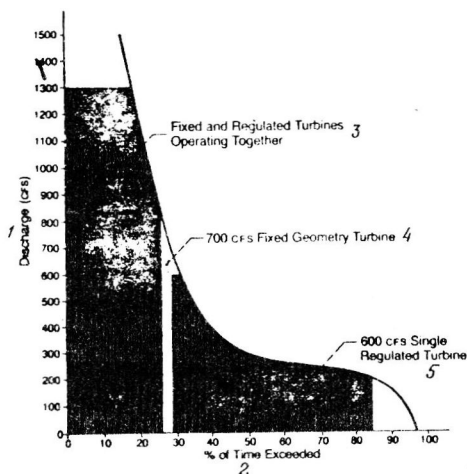


Рис. 2. Рекомендуемые значения числа агрегатов и расчетного расхода турбин для высоконапорных малых ГЭС, работающих на бытовом стоке:

1 - значение бытового расхода реки, куб. фут/с; 2 - обеспеченность расхода в % по времени; 3 - совместное применение турбин с неподвижными лопатками направляющего аппарата и регулируемых направляющих аппаратов; 4 - турбина с неподвижным Н.А. и расчетным расходом 19,85 м<sup>3</sup>/с; 5 - регулируемая турбина с расчетным расходом 16,82 м<sup>3</sup>/с

Ковшовые турбины с одним, двумя и четырьмя соплами обеспечивают высокие энергетические показатели в широком диапазоне мощностей. Регулирование мощности в этом случае осуществляется изменением степени открытия сопла.

Выбор турбины с различными типами направляющих аппаратов - неподвижным или подвижным - производится в зависимости от гидрологических характеристик водотока, на котором предполагается сооружение гидростанции. Турбины с неподвижными направляющими аппаратами рекомендуется применять в тех случаях, когда ожидается, что большую часть года они будут работать при постоянном расходе.

Максимальный КПД при этом должен быть обеспечен в зоне наибольшей мощности турбины. На станции может быть установлен один или несколько агрегатов, даже с различным диаметром рабочего колеса. В других случаях более целесообразным является применение регулируемых ПД или РО турбин различных конструктивных исполнений.

Выполненные расчеты по оптимизации подбора турбинного оборудования для ГЭС, работающих на бытовом стоке, позволили определить параметры и тип турбин для различных значений напоров и расходов, представленных в виде графиков, построенных в координатах: расход - относительная продолжительность работы (в %) по времени при данном значении расхода. Такие зависимости были построены для ГЭС, которые будут работать при малых и высоких напорах и отсутствии регулирования бытового речного стока (рис.1, 2), а также для станций, на которых возможно его регулирование (рис.3).

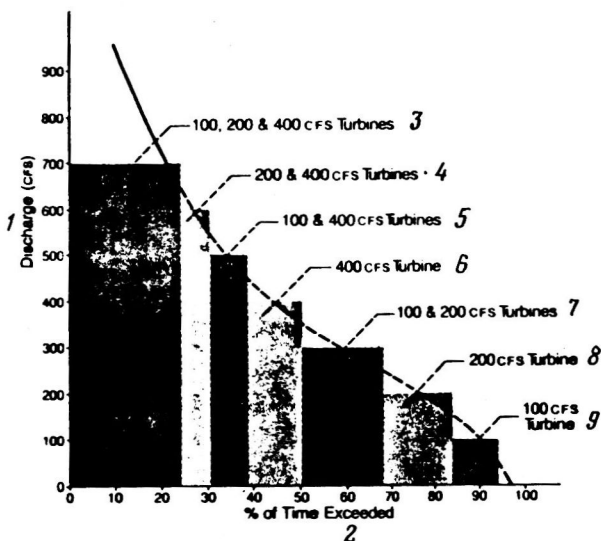


Рис.3. Рекомендуемые значения числа агрегатов и расчетного расхода турбин для малых ГЭС, работающих на зарегулированном стоке:

1 - значение зарегулированного расхода, куб. фут/с; 2 - обеспеченность расхода в % по времени; 3 - три агрегата с расчетным расходом 2,8; 5,6 и 11,23 м<sup>3</sup>/с; 4 - две турбины с расчетным расходом 5,6 и 11,23 м<sup>3</sup>/с; 5 - две турбины с расчетным расходом 2,8 и 11,23 м<sup>3</sup>/с; 6 - одна турбина с расчетным расходом 11,23 м<sup>3</sup>/с; 7 - две турбины с расчетным расходом 2,8 и 5,6 м<sup>3</sup>/с; 8 - одна турбина с расчетным расходом 5,6 м<sup>3</sup>/с; 9 - одна турбина с расчетным расходом 2,8 м<sup>3</sup>/с

Для обоснования выбранного варианта турбины рекомендуется определение величины срока абсолютной окупаемости капитальных вложений, при определении которого исходят из формулы:

$$T_{\text{ок}} = \frac{\text{Полная проектная сметная стоимость ГЭС}}{\text{Полный годовой доход (эксплуатационные расходы + затраты на текущий ремонт)}}$$

Энергетические компании США платят за выработанную на малых ГЭС энергию по цене от 0,03 долл./кВт·ч до 0,090 долл./кВт·ч, так как эти станции не вытесняют полностью мощность крупных электростанций из систем.

Для поощрения сооружения малых ГЭС государство выделяет строителям кредит в размере 10% от полной стоимости сооружений и кредит в размере 11% на стоимость вырабатываемой ими электроэнергии. Ил.5.

М.Ф.Губин

УДК 621.224(73)

#### 26. ВЫБОР ТИПА АГРЕГАТА ДЛЯ ГЭС МЕЙН КАНАЛ (США).

Fazalare R.W. Bulb turbine selection for the Main Canal project. - International Water Power and Dam Construction, 1985, 37, N 40, 33-37 (англ.)

На трех существующих ирригационных системах в штате Западный Вашингтон сооружено четыре ГЭС. Для проектируемой пятой ГЭС было произведено сравнение различных вариантов гидротурбинного оборудования и компоновок агрегатных блоков.

Были рассмотрены варианты установки вертикальных ПД гидротурбин, шахтных и капсульных компоновок агрегатов. Предпочтение было отдано установке одной капсульной турбины, мощностью 26800 кВт, работающей при напорах 8,25-12,8 м, с диаметром рабочего колеса 5,35 м. Контракт на поставку агрегата был заключен в 1983 г. с компанией "Фуджи электрик" (Япония). Стоимость всех работ по установке этого агрегата составляет 20,25 млн.долл. (около 760 долл./кВт).

Сравнение с установкой двух капсульных гидроагрегатов вместо одного показало, что два агрегата выработают электроэнергии на 3% больше, однако, их суммарная стоимость будет на 14% выше. Быстроходность капсульного агрегата на 20% выше, чем у агрегата вертикаль-

ного типа. По сравнению с вертикальным агрегатом установка капсульного позволяет сократить объем необходимого бетона на 63%.

Недостатком капсульных агрегатов является малая инерционная постоянная, однако для данной ГЭС это не имело значения. Имеющий хорошие инерционные характеристики современный прямоточный гидроагрегат "Стреффо" для данного проекта не рассматривался в связи с недостаточным опытом эксплуатации таких агрегатов.

Точных данных по надежности капсульных агрегатов из-за малого опыта их эксплуатации в США пока нет. Стандартные требования Бюро Мелиорации США устанавливают для гидроагрегатов коэффициент готовности - 96-97%. Более низкая стоимость капсульного агрегата по сравнению с вертикальным явилась причиной того, что заказчик согласился с некоторыми дополнительными неудобствами в обслуживании и несколько меньшей надежностью.

Для улучшения условий обслуживания агрегата и повышения его надежности был осуществлен ряд конструктивных изменений по сравнению с предыдущими агрегатами, из которых основными являются:

обеспечен легкий демонтаж вентилятора системы охлаждения генератора;

установлен коллектор для сбора угольной пыли со щеток и продуктов истирания тормозных колодок с фильтрами и отсосом;

обеспечена легкая смена стержней демпферной обмотки полюсов;

изменена конструкция сердечника статора. Вместо длинных стяжных шпилек, которые выходили из строя из-за чрезмерного перегрева, применена обчная конструкция с нажимными плитами по торцам сердечника;

для устранения коррозии цапф лопаток направляющего аппарата они были облицованы нержавеющей сталью.

В США в настоящее время на ГЭС Расин и ГЭС Рок Ойлэнд установлены самые крупные в мире капсульные гидроагрегаты мощностью 53 МВт с диаметром рабочего колеса 7,7 м. В японском сообщении о капсульных гидроагрегатах указывается о проектировании и изготовлении нового капсульного гидроагрегата мощностью 65,8 МВт для ГЭС Гамади. Ил.10. Библ.9.

В.А. Линючев



В целях уменьшения стоимости строительства малых ГЭС предложено соорудить гидростанцию, все основные части которой располагаются на плавучих понтонах. Для этого в верхнем бьефе, созданном какой-либо небольшой плотиной, располагается понтон, на котором устанавливаются все элементы водозаборного сооружения ГЭС. При этом водозаборное отверстие (см. рисунок) располагается у самой поверхности воды, что позволяет практически во всех случаях исключить необходимость осуществления каких-либо сороочистных сооружений в виде решеток и предусматривать их очистку. Исключается также возможность поступления в турбину взвешенных наносов, могущих привести к ее абразивному износу.

На таком же плавучем понтоне в нижнем бьефе располагается турбина с генератором. Оба понтона соединяются жестко между собой металлическим трубопроводом, что позволяет обеспечить постоянное взаимное их расположение.

Для включения гидростанции в работу необходимо создание достаточного разрежения в трубопроводе, обеспечивающего подсос воды из верхнего бьефа для включения сифонного трубопровода в работу. Для этого должен быть установлен дополнительный вакуумный насос.

При колебаниях уровней воды в верхнем и нижнем бьефах гидростанции оба понтона будут перемещаться по вертикали, сохраняя неизменными условия входа воды в водоприемник и ее выхода из отсасывающей трубы турбины. Это позволяет обеспечить постоянство ее гидравлических характеристик на всех возможных режимах работы.

Первая демонстрационная ГЭС описанного типа будет сооружена в США на существующей плотине высотой 6,1 м, построенной на р. Скулкилл около г. Хамберг, штат Пенсильвания, которая была построена для создания водохранилища с целью удаления находящихся во взвешенном состоянии наносов.

Установленная мощность агрегата, которая будет передаваться в энергетическую систему, 630 кВт, ожидаемая средне-годовая выработка 3,2 млн. кВт·ч.

М. Ф. Губин

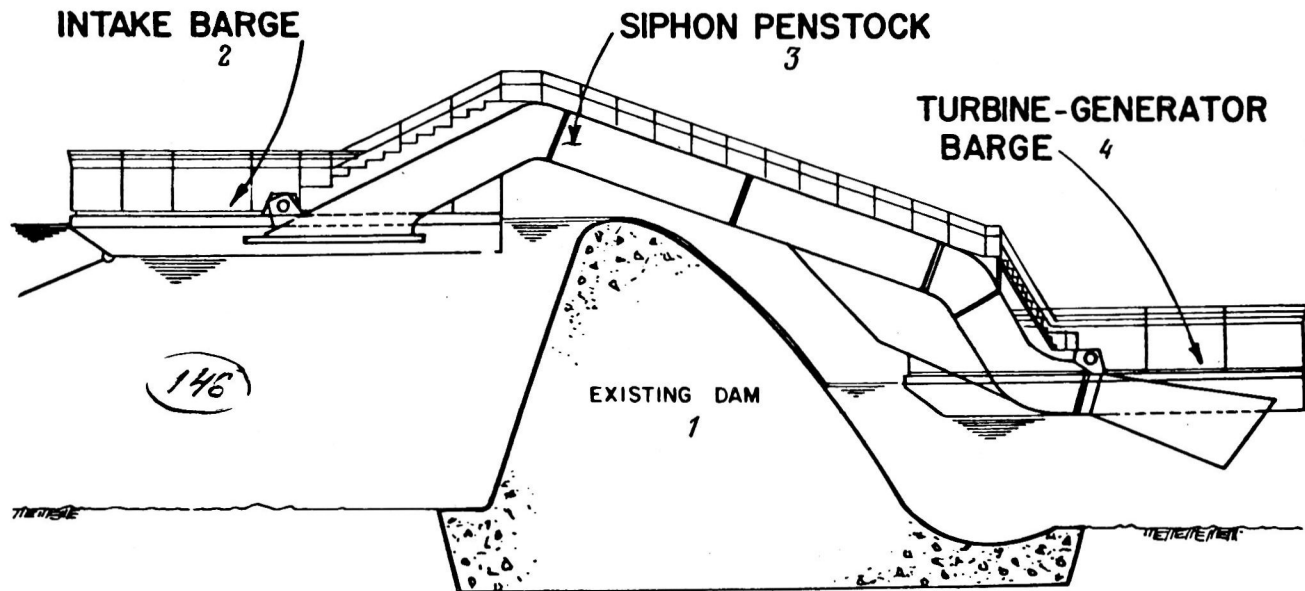


Схема плавучей гидроэлектростанции:

1 - существующая водоподъемная плотина; 2 - понтон с водозаборным сооружением в верхнем бьефе;  
 3 - сифонный трубопровод; 4 - понтон в нижнем бьефе с установленным гидроагрегатом

УДК 627.825.001.24

28. ПРИМЕНЕНИЕ МЕТОДА КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ РАСЧЕТЕ АРОЧНЫХ ПЛОТИН В ШИРОКИХ СТВОРАХ С УЧЕТОМ ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ ПО КОНТАКТУ ПЛОТИНЫ С ОСНОВАНИЕМ. O'Connor J.P.F. The finite element analysis of arch dams in wide valleys including the effect of crack formation at the concrete-rock interface. - Proceedings of the Institution of Civil Engineering, 1985, 79, Part 2, N 9, 511-532 (англ.)

Одной из проблем, возникающих при проектировании плотин в широких створах, является возникновение и развитие значительных растягивающих касательных напряжений в области контакта плотины с основанием, величина которых может превысить прочность бетона на растяжение и привести к трещинообразованию. Избавиться от этих напряжений в большинстве случаев можно только изменив конструкцию плотины - приняв арочно-гравитационный или гравитационный варианты. Именно поэтому особый интерес приобретает исследование дополнительных резервов устойчивости арочных плотин в широких створах после появления трещин в контактной области.

Для решения этой задачи предлагается использовать метод конечных элементов с применением специального изопараметрического 16-узлового плоского элемента, позволяющего моделировать работу контакта сооружения с основанием. Основная особенность упомянутого элемента заключается в том, что если развившиеся в нем нормальные напряжения превысят предел прочности на растяжения, его упругие характеристики приравниваются нулю и вся действующая на элемент нагрузка, в виде нормальных и касательных напряжений, перераспределяется между соседними элементами. Для выполнения этой процедуры используется итерационный процесс, сходимость которого означает, что трещина остановилась и занимает устойчивое положение.

Зависимость между действующими в элементе нормальными и касательными напряжениями и перемещениями в матричной форме записывается следующим образом:

$$\begin{Bmatrix} \hat{c}_x \\ \hat{c}_y \\ \hat{c}_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} c_{s1} & 0 & 0 \\ 0 & c_{s2} & 0 \\ 0 & 0 & c_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_x \\ \Delta u_y \\ \Delta u_z \end{Bmatrix}$$

где  $c_{s1}$ ,  $c_{s2}$  и  $c_n$  — касательные и нормальная жесткости.

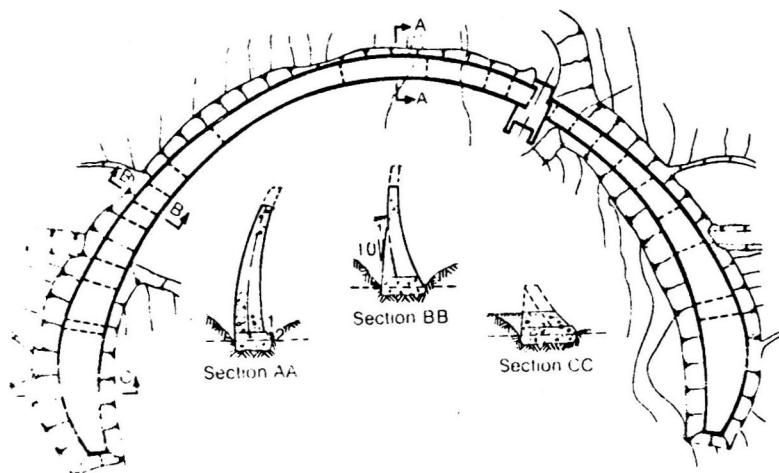
Для каждого элемента также определяется коэффициент запаса, как отношение  $\frac{\tau_{np}}{\tau}$ , где  $\tau_{np}$  — прочность контакта на сдвиг, подсчитываемая по известной формуле Кулона-Навье,  $\tau$  — действующее касательное напряжение.

Возможности описанного выше контактного элемента были опробованы при расчете идеализированного профиля арочной плотины в широком створе, после чего он был использован для определения напряженно-деформированного состояния плотины Лиллов (Южная Африка). Результаты исследования последней представляют определенный интерес. Плотина Лиллов расположена на реке того же названия и предназначена для снабжения водой выращиваемого здесь сахарного тростника.

Благодаря широкой долине, сооружение однопролетной бетонной арочной плотины в указанном створе не представлялось возможным. Геологические условия берегов и величина паводкового расхода сделали также неэкономичным вариант земляной плотины с расположенным на берегу водосбором. Окончательный вариант представляет собой арочную плотину двойкой кривизны, которая в верхней своей части не передает, как большинство арочных плотин, действующую нагрузку на берега долины, а имея в плане форму полукруга трансформируется в воспринимающие сдвиговые усилия утолщения гравитационного типа. Напор водохранилища в районе береговых примыканий удерживается земляными дамбами (см. рисунок).

Радиус кривизны низовой грани изменяется от 120 м на уровне НШ до 93 м на уровне основания. Толщина плотины вдоль центральной консоли меняется от 2,850 м (уровень НШ) до 6,81 м у основания. В месте сопряжения с земляными дамбами нижняя часть арочной плотины утолщается таким образом, что ее верховая грань имеет уклон 1:10. Таким образом, осуществляется постепенный переход от тонкой арочной плотины к профилю гравитационного типа. Эти гравитационные утолщения выполняют двойную функцию: с одной стороны они увеличивают устойчивость земляных дамб, с другой стороны, как уже указывалось выше, воспринимают усилия, передаваемые от арочной плотины. Высота глухой части плотины над самой низкой отметкой основания составляет 36,42 м.

Физико-механические характеристики тела плотины имеют следующие значения: модуль упругости -  $206P_a$ , коэффициент Пуансона - 0,2, коэффициент температурного расширения  $10^{-5}/^{\circ}C$ . Контакт скалы с основанием характеризуется следующими параметрами: нормальная жесткость -  $C_n = 200GPa/m$ , касательная жесткость -  $C_s = 8GPa/m$ , коэффициент трения - 0,6-0,8, сцепления -  $1MPa$ .



План котлована и поперечные сечения плотины Люлов

Исследовались 4 расчетные схемы: в первой и второй воспроизводились гидростатическая нагрузка, собственная масса плотины и температурное воздействие, в третьей и четвертой - совместное действие нагрузки при форсированном уровне водохранилища и учете собственной массы.

Для всех рассмотренных случаев давление от земляной дамбы в береговых примыканиях включалось в гидростатическую нагрузку. В первой и третьей схемах расчеты выполнялись для упругой стадии работы сооружения, во второй и четвертой схемах - учитывалось также трещинообразование по контакту скалы с основанием. Оба расчета в упругой стадии показали наличие растягивающих напряжений у подошвы плотины со стороны верхнего бьефа. Для первой и третьей расчетных схем их значения соответственно составили 3,1 и 3,3 МПа. Поскольку эти напряжения имели тот же порядок, что и прочность бетона на рас-

тяжеле, возникла необходимость в оценке устойчивости сооружения при наличии трещинообразования. Во всех четырех схемах максимальные горизонтальные перемещения имели место на уровне гребня центральной консоли, наибольшие их значения наблюдались в четвертой расчетной схеме (35,1 мм). В четвертой расчетной схеме, кроме того, было отмечено на низовой поверхности возникновение большой области растягивающих напряжений. Это обстоятельство согласуется с результатами наблюдений построенных арочных плотин в широких створах, на низовых гранях которых наблюдается наличие волосных трещин. На основании анализа напряженного состояния был выполнен расчет устойчивости сооружения на сдвиг. Для этого результирующие силы вдоль контакта с основанием были представлены в плане в виде векторов с указанием угла их наклона по отношению к вертикали. Для всех векторов эти углы имели значения больше  $38^{\circ}$ , что говорило о достаточно высокой вертикальной составляющей. Коэффициенты запаса против скольжения подсчитывались для областей не имевших трещинообразования при сцеплении - 10 МПа и коэффициенте трения - 0,8. В среднем, подсчитанный коэффициент запаса был больше 3, что указывало на запас прочности в основании, даже для случая сквозной трещины в центральной части плотины. Общая длина полученной расчетом трещины составила 262 м. Максимальное раскрытие трещины не превышало 9 мм.

Проведенные расчеты позволяли сделать следующие выводы:

арочные плотины в широких створах являются конкурентоспособными по отношению к плотинам других типов при наличии достаточно крепкого основания;

если долина очень широкая, арочная плотина может иметь в плане форму полукруга, передавая усилия на массивные береговые устои. При этом, ее сопряжение с берегами долины может осуществляться с помощью земляных дамб;

трещинообразование в теле сооружения в области контакта с основанием уменьшает вертикальные консольные растягивающие напряжения, что приводит к приемлемому напряженному состоянию и более благоприятной ориентации векторов сил по отношению к контуру долины;

устойчивость плотины может быть определена после завершения процесса трещинообразования с помощью анализа распределения равнодействующих сил вдоль поверхности контакте плотины с основанием.

Ил.16. Бил.5.

М.Г.Зерцалов

29. МЕРОПРИЯТИЯ ПО УМЕНЬШЕНИЮ ФИЛЬТРАЦИИ В ОСНОВАНИИ АРЧНОЙ ПЛОТИНЫ ШЛЕГАЙС (АВСТРИЯ). Stäuble H. The behaviour of the Schlegeis arch dam and the measures taken to improve it. - Proceedings of the International Conference on Safety of Dams. Coimbra, 23-28 Apr. 1984, Rotterdam, Boston, 1985, 115-121 (англ.)

Арочно-гравитационная плотина является основным сооружением гидроэнергетического комплекса в Тироле. Период строительства - 1969-1971 гг. После первого заполнения водохранилища в 1970 г. были начаты работы по омоноличиванию швов тела арочной плотины.\* Завершение работ по омоноличиванию - весной 1975 г. Основанием плотины является скала с различной по длине сооружения прочностью - гнейсы с круто падающими в сторону нижнего бьефа пластами.

Противофильтрационное устройство выполнено в виде расположенной под плотинной цементационной завесы на глубину, равную 2/3 высоты сооружения. Общая площадь цементационной завесы составляет 32 тыс. м<sup>2</sup>, общая длина скважин - 14300 пог.м. Цементный раствор нагнетался под давлением около 20 бар. Общий расход цемента составил 1030 т (около 32,2 кг/м<sup>2</sup> завесы). На расстоянии 7 м ниже напорной грани плотины непосредственно на контактной поверхности расположена потерна, открытая со стороны основания. Такая необычная конструкция потерны принята для того, чтобы исключить возможность образования существенного противодействия на плотину за потерной даже в случае расстройств цементационной завесы, что может отрицательно повлиять на устойчивость всего сооружения. Этой цели служит также специальная дренажная система за потерной. Такое конструктивное решение хорошо показало себя на ряде других австрийских плотин: арочной - Лимберг,  $h = 120$  м; гравитационной - Мозер,  $h = 107$  м, введенных в эксплуатацию в 1965 г. При таком конструктивном решении противодействие ниже потерны составляет около 10% действующего напора. После первого заполнения водохранилища был выполнен комплекс натурных исследований работы плотины с использованием значительного количества контрольно-измерительной аппаратуры, расположенной как в самой плотине, так и в основании до

\* См. также экспресс-информацию данной серии 1985, вып. I, реф. 6.

глубины на 80 м ниже подошвы сооружения. По данным натурных исследований в основном работа плотины соответствовала проектным предпосылкам. Однако фильтрационный расход в основании существенно превышал его расчетный уровень. Фильтрационный расход в потерну поступал в количестве 251 л/с, причем 90% этого расхода было сосредоточено на длине 150 м. На этом участке произошло раскрытие контакта между плотиной и основанием со стороны напорной грани, причем была отмечена прямая зависимость между раскрытием шва и величиной фильтрационного расхода в основании. В связи с поворотом плотины после восприятия полного гидростатического давления вокруг нижней точки низовой грани и ее наклоном в сторону нижнего бьефа на участке повышенной фильтрации имел место разрыв противофильтрационной цементационной завесы. Замеры показали, что на входе в потерну значение противодавления достигает 90–100% от напора. У низовой грани оно составляет только до 10% напора. Это лишнее рез подтверждает высокую эффективность принятого конструктивного решения по устройству открытой со стороны основания потерни. Деформации основания замерялись до и после заполнения водохранилища в 1973 и 1979 гг.

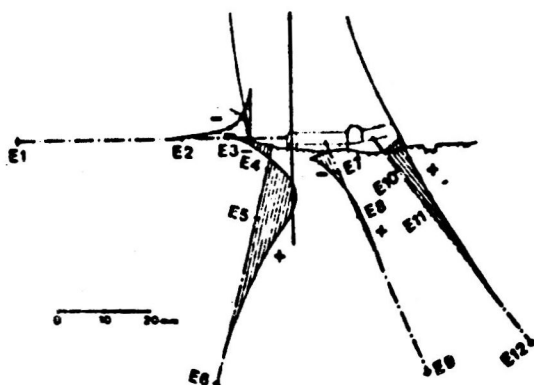


Рис. I. Деформации основания во время заполнения водохранилища в 1973 г.:

+ сжатие; - растяжение

Результаты исследований показывают наличие в основании как зоны сжатия, так и зоны растяжения (рис. I). Характерно, что зона растяжения занимает почти половину длины контактной поверхности со стороны верхнего бьефа. У верховой грани деформации растяжения



достигают значений более 10 мм. При повороте плотины вокруг нижней точки на низовой грани максимальные деформации имели место на участках более твердой скалы. На участках ослабленной породы плотина была просто вдавлена в основание. Анализ результатов натуральных исследований показал, что трещины в цементационной завесе вызваны именно наличием значительных растягивающих деформаций в основании у верховой грани сооружения. Причем зона растягивающих напряжений простирается на глубину около 5 м.

Для разработки мероприятий по ремонту сооружения были проведены аналитические исследования с использованием метода конечных элементов. Обычное решение, применяемое в таких случаях – цементация шва по контакту плотины с основанием, выполняемая в процессе заполнения водохранилища, было отвергнуто в связи с тем, что при подобной технологии работ с верховой стороны по подошве образуется так называемый "цементационный клин", который препятствует возвращению плотины в первоначальное положение после сработки водохранилища. Наличие такого клина приводит к развитию растягивающих напряжений в зоне контакта сооружения с основанием. Это приводит к образованию трещин со стороны нижнего бьефа. Такие трещины снижают устойчивость сооружения

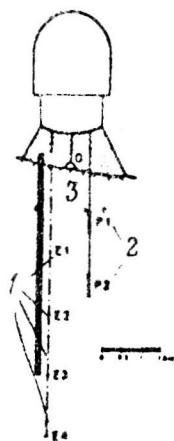


Рис.2. Схема устройства упругой противотрибуционной завесы: 1 – экстензометры; 2 – пьезометры; 3 – датчики противодавления

при последующем заполнении водохранилища. В связи с этим оптимальным решением сложной задачи было признано устройство на глубину до 5 м ниже плотины так называемой "упругой завесы" из синтетической пленки (рис.2), помещенной в специально открытой для этого траншее. Траншею было решено пройти из потерны. Расчеты показали, что деформации траншеи при данном напряженном состоянии основания (в ее верхней части) не превысят порядка 1 мм. Для выявления оптимальной технологии производства работ были использованы специальные опытные участки вдали от плотины, и затем из потерны на участке 10 м была проведена отрывка такой траншеи.

С учетом результатов опытных работ были приняты как сама конструкция, так и технология устройства завесы. Через бетонную

пробку, сделанную в основании потерны, имеющую толщину 60 см, с шагом 110 см пробурены скважины диаметром 128 мм на глубину 5 м. Затем каждая тринадцатая скважина была оборудована S-образной трубой. В образованную таким образом траншею опускались полотно водонепроницаемой пленки шириной по 1,5 м и толщиной 4 мм. Края пленки фиксировались с помощью стальных уголков. Вокруг пленки траншея заполнялась безусадочным раствором, обладающим после схватывания необходимыми прочностью и упругостью. Кроме того, S-образные трубы заполнялись специальным пластичным материалом, также обладающим упругостью и необходимой прочностью. Таким образом пленка хорошо укреплялась и защищалась от повреждений при восприятии гидростатической нагрузки. Непосредственно за пленкой расположены вертикальные трубы, через которые в случае необходимости можно было производить цементацию траншеи. Однако в настоящее время такая необходимость отсутствует, так как выполненная конструкция работает весьма удовлетворительно. После завершения описанных работ с шагом 3 м из потерны с наклоном в сторону нижнего бьефа были пробурены дренажные скважины на глубину 40 м. После выполнения ремонтных работ первое заполнение водохранилища было произведено летом 1983 г. Фильтрационный расход в основании упал с 251 до 25 л/с. Замеры не показали возрастания фильтрационного противодавления. Расход в дренажную систему за траншеей составил около 5 л/с. Замеры также не показали наличие каких-либо деформаций сооружения, могущих привести к раскрытию трещин по контакту плотины с основанием. Наличие траншеи с противофильтрационным устройством не сказалось на статической работе сооружения. Ил. II. Библ. 4.

Я.И.Натаркус

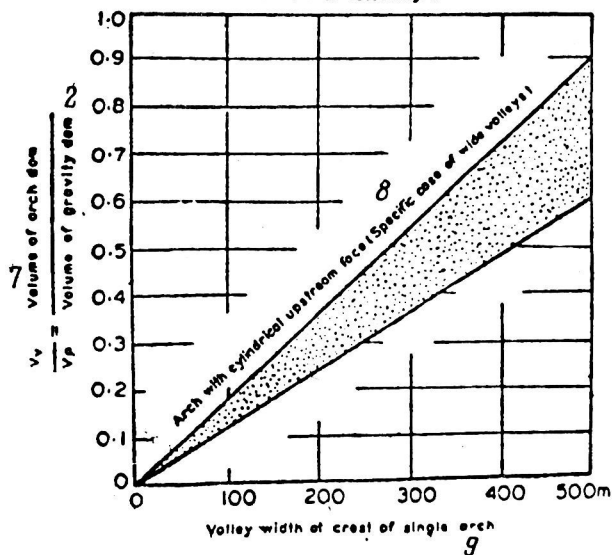
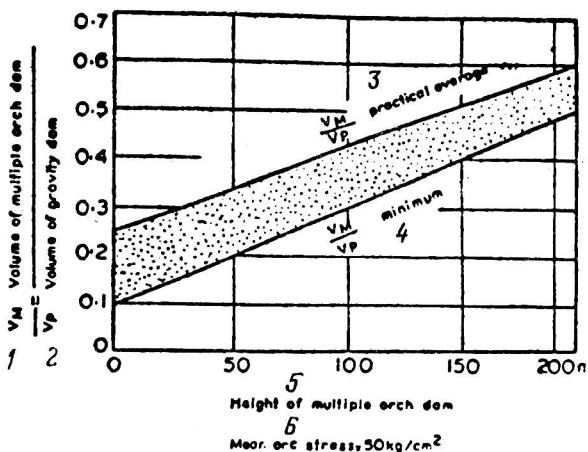
УДК 627.826

30. НАСТОЯЩЕЕ И БУДУЩЕЕ МНОГОАРЧНЫХ ПЛОТИН. Murti N.G.K.  
Multiple arch dams - a review. - Irrigation and Power, 1984,  
41, N 1, 23-39. (англ.)

История строительства многоарочных плотин насчитывает уже два столетия, однако несмотря на это, их доля по отношению к плотинам других типов весьма мала. Под данным мирового регистра высоких плотин, из общего числа зарегистрированных в 1973 г. 15667 плотин построено всего лишь 108 многоарочных. При этом около 80% этих плотин возведено после 1930 г.

Первая в мире многоарочная плотина Мир Алам высотой 12,2 м, длиной по гребню 1025 м построена в Индии в шт. Андхра Прадеш вблизи Хайдерабада. Экономичность сооружения обеспечивается весьма высоким отношением длины пролета арок к высоте плотины: от 2 до 3,5, что значительно больше, чем у большинства построенных в последние годы плотин этого типа. Средняя толщина арок составляет 2,6 м. В месте их примыкания толщина контрфорса равна двойной толщине арок. В настоящее время расчеты показали, что самостоятельно контрфорсы не обладают достаточной устойчивостью против сдвига и опрокидывания, и если они тем не менее успешно работают в течение 176 лет, то только благодаря совместной работе с арками при отсутствии швов между ними. В связи с этим возникает вопрос о целесообразности и необходимости устройства швов между арками и контрфорсами.

В строительстве многоарочных плотин в течение последних 40 лет значительный вклад внесли французские специалисты. Створы для таких плотин характеризуются значительной шириной, в связи с чем строительство обычных арочных плотин невозможно. В США многоарочные плотины не получили распространения ввиду значительных дополнительных расходов, связанных со сложными опалубочными работами и установкой криволинейной арматуры. Малая толщина арок и контрфорсов и их насыщение арматурой приводят, как правило, к заметному снижению темпов укладки бетона и их существенному усложнению. Для преодоления этих недостатков в настоящее время разрабатываются новые конструктивные и технологические решения, к числу которых можно отнести устройство арок двойной кривизны для создания в их нижней части сжимающих напряжений, а также и для обеспечения передачи значительной доли гидростатической нагрузки на основание, что облегчает работу контрфорсов. Существенное влияние на вопрос о дальнейшем сооружении многоарочных плотин может оказать предложенное и впервые осуществленное французскими специалистами на плотине возведенной в Алжире, использование плоских домкратов для создания давления в шве, равного нескольким тысячам тонн. Создаваемые таким путем сжимающие напряжения повышают надежность конструкции, обеспечивая максимальную экономию материала при возведении контрфорсов. Передача большей гидростатической нагрузки на основание за счет двойной кривизны напорной грани плотины способствует также уменьшению противодействия. Как показывают проектные проработки, результаты которых представлены на рисунке, экономия бетона при строительстве



Сопоставление объемов бетона в многоарочной плотине и в обычной арочной и в гравитационной в одном створе:

1 - объем бетона в многоарочной плотине; 2 - объем бетона в гравитационной плотине; 3 - среднее значение; 4 - минимальное значение; 5 - высота плотины, м; 6 - напряжения в арках,  $50 \text{ кг/см}^2$ ; 7 - объем арочной плотины; 8 - для цилиндрической арки; 9 - длина плотины по гребню (по хорде)

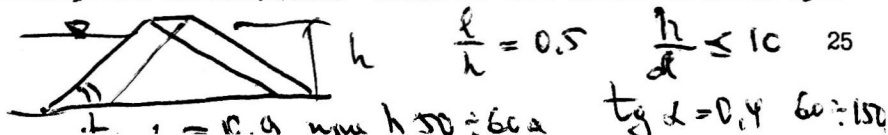
многоарочных плотин по сравнению со строительством гравитационных плотин при средних высотах может достигать 75%, в то время как в случае сооружения контрфорсных плотин экономия может составить лишь около 40%. К этому следует добавить также существенное уменьшение объемов земельно-скальных выемок при возведении многоарочных плотин. Значительное повышение технико-экономической эффективности многоарочных плотин может быть достигнуто применением при их строительстве неармированного бетона.

Анализ опыта строительства многоарочных плотин в различных странах показывает наличие многих общих характерных черт, в частности соотношение длины пролета арок к максимальной высоте плотины в среднем составляет от 0,5 до 1,0. В последние годы значительное внимание специалистов приковано к возможности повышения экономичности многоарочных плотин, не всегда реализуемой в связи с описанными технологическими сложностями. Согласно исследованиям, проведенным в Португалии, экономичность многоарочных плотин обеспечивается при расстоянии между контрфорсами, равном двойной высоте плотины. Весьма перспективны также комбинированные конструкции плотин: многоарочные с участками из грунтовых материалов, с использованием горизонтальных, вертикальных или наклонных тяг, анкерующих сооружение и существенно повышающих его сейсмостойкость.

На основании проведенных исследований получены следующие рекомендации: тангенс угла наклона напорной грани плотины к горизонту для получения оптимально работающей конструкции следует принимать изменяющимся от 0,9 (при высотах плотин от 50 до 60 м) до 0,4 при высотах от 60 до 150 м. При этом длина пролета арок принимается равной половине высоты сооружения. Приведенные данные являются, естественно, приближенными и подлежат уточнению для каждого конкретного случая. Для надежного восприятия сейсмической нагрузки контрфорсы многоарочных плотин должны выполняться в виде коротких колонн при соотношении толщины к высоте не более 10.

Большинство существующих многоарочных плотин хорошо перенесли сейсмические воздействия. Многоарочная плотина Хонэнике (Япония) во время землетрясения 21 декабря 1946 г. получила некоторые повреждения: вблизи шва между контрфорсом и аркой образовалась трещина, через которую происходила фильтрация воды. После цементации фильтрация воды прекратилась.

В Индии в период между 1963 и 1969 гг. были возведены две многоарочные плотины, однако стоимость этих плотин оказалась прак-



тически равной стоимости обычных гравитационных сооружений, что объясняется использованием монолитного бетона и связанных с этим сложных опалубочных работ.

Дальнейшее строительство многоарочных плотин в Индии зависит от возможности использования сборного бетона и разработки прогрессивных конструкций таких плотин. Существенная экономия может быть достигнута использованием контрфорсов специальной конструкции: имеющих относительно тонкие ( $\sim 0,5$  м) наружные стенки из сборных бетонных элементов с заполнением внутренних полостей камнем, впоследствии омоноличиваемым раствором. Ил.20. Библ.17.

Я.И.Натаркус

УДК 627.826/828(680)

31. ПЕРВАЯ МАССИВНО-КОНТРОРСНАЯ ПЛОТИНА В ЮАР. Hollingworth F., Hooper D.J. Rhenosterkop: South Africa's first massive buttress dam. - International Water Power and Dam Construction, 1985, 37, N 9, 22, 23, 24 (англ.)

Основное назначение гидроузла: водоснабжение территории около  $925 \text{ км}^2$  и контроль паводков на р.Эландс. Численность населения снабжаемого водой района составит к 2000 г. около 650 тыс.чел., годовое потребление воды  $27 \times 10^6 \text{ м}^3$ . В 1934 г. на этой реке была возведена плотина Руст де Винтер. Участок строительства новой плотины расположен на высоте около 1000 м над уровнем моря. Среднегодовое количество осадков - 635 мм. В состав гидроузла кроме плотины Руст де Винтер входят: водосливная плотина Вельтерфреден, расположенная в 12 км ниже по течению и образующая водохранилище объемом 200 тыс.м<sup>3</sup>. Эта плотина несколько раз разрушалась в результате прохождения паводков из-за недостаточной пропускной способности водослива. В настоящее время плотина реконструирована, кроме того имеются: расположенная у нее насосная станция малого подъема, подающая воду к очистным сооружениям; очистные сооружения производительностью 60 тыс.м<sup>3</sup> в сутки; насосная высокого подъема и главная распределительная система с 5 водохранилищами объемом по  $12 \times 10^3 \text{ м}^3$ .

Створ плотины Реностеркоп образован широкой неглубокой долиной реки, отношение длины плотины по гребню к ее максимальной высоте составляет 12. На правом берегу плотина имеет невысокую глухую часть, расположенную под углом к оси основной плотины. Такое

плановое очертание плотины обусловлено особенностями топографии: наличием на правом берегу выступов скальных пород, отклоненных в сторону нижнего бьефа. Толщина аллювиального покрытия в русле реки составляет от 3 до 4 м. Основание – прочный фельзит. Скала, как правило, мало выветрелая, в связи с чем глубина съема породы при разработке котлована не превышала 1,5–2,0 м. Параллельно руслу реки в створе проходит дайка сиенита шириной около 30 м. На этом участке глубина съема пород была увеличена до 3 м.

В процессе проектирования рассматривались 3 возможных варианта конструкции плотины: каменно-набросная, бетонные – гравитационная и массивно-контрфорсная. По стоимости близкими являются конструкции каменно-набросной и массивно-контрфорсной плотин. Но вблизи створа не оказалось подходящих материалов для устройства водонепроницаемого ядра. В силу этого пришлось бы идти на устройство противофильтрационных элементов в виде асфальтовой диафрагмы или в виде бетонного экрана. Такая конструкция грунтовой плотины проигрывает в сравнении с массивно-контрфорсной. Кроме того в случае сооружения каменно-набросной плотины пришлось бы на правом берегу устраивать водосброс, что отрицательно сказалось бы на окружающей среде. Такой водосброс неизбежно занял бы часть территории, пригодной для сельскохозяйственного производства. Бетонная гравитационная плотина, при всей своей простоте и технологичности имеет ряд существенных недостатков. В частности материал-бетон – в теле гравитационной плотины используется далеко не лучшим образом: он явно недогружен, его прочностные возможности не исчерпываются в необходимой по соображениям экономики мере. Гравитационные плотины также чувствительны к температурным факторам, в частности к тепловыделению при гидратации бетонной смеси, регулировать которое простыми средствами затруднительно ввиду массивности конструкции. Существенным отрицательным моментом, присущим плотинам этого типа, является значительное противодавление. С учетом всех этих факторов была выбрана массивно-контрфорсная конструкция плотины. Толщина контрфорсов принята равной 5,0 м; минимальная толщина напорной арочной части также равна 5,0 м. Сама арка представляет собой наклонный полуцилиндр диаметром 10,0 м. Напорная грань наклонена в сторону нижнего бьефа. Ее заложение составляет 1:0,25. Вертикальный участок напорной грани расположен на высоте 6,2 м ниже гребня водослива, как это показано на рис. 1.

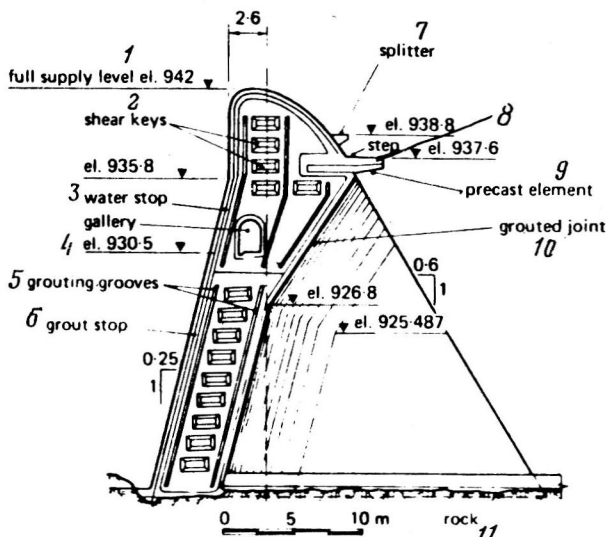


Рис.1. Водосливная секция плотины:

I - НПУ; 2 - работающая на срез шпонка; 3 - водонепроницаемое уплотнение; 4 - галерея; 5 - пазы для омоноличивания; 6 - уплотнение швов; 7 - расщепитель; 8 - уступ; 9 - сборный элемент; 10 - омоноличенный шов; 11 - скала

Максимальная высота плотины составляет 34,0 м. Общая длина по гребню - 515 м. Длина водосливной части - 105 м. Водослив рассчитан на пропуск паводка повторяемостью раз в 200 лет порядка  $1750 \text{ м}^3/\text{с}$ . При катастрофическом уровне воды верхнего бьефа пропускная способность водосброса повышается до  $4975 \text{ м}^3/\text{с}$ . Водосливная грань имеет систему расщепителей потока и уступов, представляющих собой оригинальную конструкцию, хорошо зарекомендовавшую себя на ряде плотин.

Такая система позволяет существенно уменьшить динамическую нагрузку воды на водобойную часть. Размеры конструкций для гашения энергии падающей воды определены с учетом специальных гидравлических исследований на моделях. Конструкция расщепителя и уступа показана на рис.3. В дальнейшем предполагается установка на гребне водослива 4-метровых сегментных затворов. На левом берегу расположен шириной 15 м блок с отверстиями для пропуска воды при работе водохранилища и для возможности промыва. Блок плотины с водопропускными напорными отверстиями показан на рис.2. Система водо-



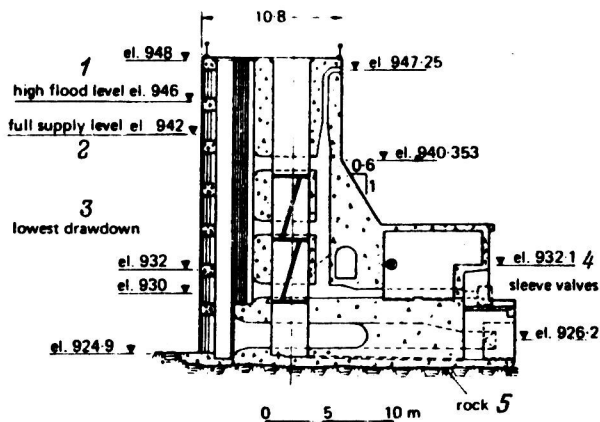


Рис.2. Блок водовыпусков с промывочными и эксплуатационными трубами:

1 - уровень максимального паводка; 2 - НПУ; 3 - максимальная сработка; 4 - конусный затвор; 5 - скала

выпуска состоит из двух труб диаметром по 2000 мм для промывки водохранилища, на выходном конце которых расположены конусные затворы диаметром 1400 мм и двух водовыпускных труб диаметром по 1000 мм, каждая из которых раздваивается на трубу диаметром 700 мм и трубу диаметром 300 мм, на выходе из которых также расположены конусные затворы.

Входные отверстия водосброса защищены грубой решеткой. Предусмотрена возможность установки в случае необходимости мелкоячеистой решетки. Все водовыпуски имеют изолирующие дисковые затворы. Кроме того имеются пандорные загреждения, с помощью которых можно перекрыть каждый пролет при полном напоре. Сработка водохранилища до уровня мертвого объема может быть осуществлена за 40 дней при средней приточности.

Расчеты устойчивости плотины выполнены при учете гидростатического давления и собственной массы. Уровень воды верхнего бьефа принят для максимального паводкового расхода малой вероятности. Расчеты напряженно-деформированного состояния плотины были выполнены методом конечных элементов. Эти расчеты выявили наличие ограниченной зоны вертикальных растягивающих напряжений в бетоне вблизи

подошвы у напорной грани. Эти напряжения составляют около 0,6 МПа при НПУ и около 0,8 МПа при форсированном уровне воды верхнего бьефа. На расстоянии около двух метров от напорной грани напряжения в бетоне меняют знак. Максимальные сжимающие напряжения в контрфорсе вблизи низовой грани составляют 1,6 МПа. Среднее значение касательных (сдвиговых) напряжений составляет 0,4 МПа.

Конструкция плотины работает как система арок, передающих давление на контрфорсы и основание. Характерно, что контрфорсы не работают независимо. Общая картина напряженного состояния плотины удовлетворительная, низкий уровень напряжений дает возможность их перераспределения в процессе работы плотины при иных сочетаниях нагрузок. Анализ результатов расчетов методом конечных элементов влияния температуры показал целесообразность устройства шва между контрфорсами и оголовками. Наличие такого шва улучшает работу всей конструкции.

Бетонная смесь для тела плотиныготавливалась на местных фельзитовых заполнителях максимальной крупностью 100 мм. Общий объем тела плотины 65 тыс.м<sup>3</sup>, из которых более 60 тыс. составляет монолитный бетон. Специальные меры для охлаждения бетона после его укладки не принимались, за исключением того, что сама укладка производилась в прохладное время суток. Для укладки бетона применялись башенные краны. Под плотиной устроена цементационная завеса. Дренажная система образована скважинами, пробуренными у низовой грани плотины. Швы в центральной части арок омоноличены и выполнены водонепроницаемыми, омоноличивание произведено при минимальной температуре. Швы между контрфорсами также омоноличены. Нижняя часть уступа на водосливе выполнена с использованием сборных элементов. Через контрфорсы проходит галерея, использования для омоноличивания швов. Пропуск строительных расходов осуществлялся через недостроенные секции плотины. Бетонные работы на плотине были начаты в июле 1981 г. Завершение работ планировалось на март 1985 г. Стоимость строительства - 5,25 млн.долл. Ил.4. Библ.3.

Я.И.Натаркус

## 32. ПРОБЛЕМА ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ В БЕТОННЫХ ПЛОТИНАХ.

Philleo R.E. Concrete dams—an old problems always present: cracking. — "15 th International Congress on Large Dams, Lausanne, 24-28 Juin, 1985, Transactions, vol.2, Quest 57" Paris, s.a.General report, 769-811 (англ.).

15 th International Congress on Large Dams. — International Water Power and Dam Construction, 1985, 37, N 10, 57, 58 (англ.)

На конгрессе в докладах по вопросу 57 отмечалось, что в большинстве случаев возведение плотин из массивного бетона, неизбежно приходится сталкиваться с проблемой трещинообразования в бетоне, которое может иметь место в сооружениях как на стадии строительства, так и в период их последующей эксплуатации. В строительный период трещины в бетоне образуются, главным образом, вследствие недопустимых объемных деформаций из-за значительных перепадов температур бетона и наружной среды и при остывании бетона в условиях защемления сооружения скальным основанием. В период эксплуатации трещины в бетоне обуславливаются воздействием гидростатических и сейсмических нагрузок, изменениями температур бетонных поверхностей, или в результате химических реакций, происходящих в бетоне.

На основе многолетнего опыта возведения массивных бетонных сооружений разработаны и проверены на практике различные эффективные мероприятия, осуществление которых позволяет либо исключить возможность образования трещин, либо значительно снижать опасность их возникновения, что могло бы повлиять на конструктивную целостность сооружений. Это подтверждается и современной практикой плотностроения, так в докладе о строительстве бетонной плотины Ревелсток (Канада) указывается, что предварительное охлаждение бетонной смеси до  $7-10^{\circ}\text{C}$  (в зависимости от температуры наружной среды), последующее охлаждение бетона, уложенного в нижней части плотины в пределах 20-30 м от скального основания, ограничение высоты блоков до 2,3 м (в прискальных зонах до 1,5 м), оказались эффективными мерами, позволившими предупредить образование трещин. Имеется также ряд других примеров, когда при сооружении плотин в неблагоприятных климатических условиях благодаря рациональному применению традиционных мер температурного контроля удавалось обеспечивать надлежащий температурный режим бетона, исключавший трещинообразование.

Ряд докладов посвящен новым методам регулирования температурного режима бетона, в частности применения поверхностного охлаждения бетона возводимого сооружения, ограничения содержания цемента в результате использования высокоэффективной добавки-микросилики, осуществления тепловой защиты бетона от воздействия среды с низкими температурами.

В докладах, посвященных проблемам трещинообразования, возникающим в период эксплуатации возведенных сооружений, приведены многочисленные примеры, когда причинами их появления являются непредвиденные ранее обстоятельства. Классическим примером того, что бетонная гравитационная плотина может подвергнуться исключительно сильным сейсмическим нагрузкам, является пример плотины Койна (Индия), в бетоне которой в результате сильного землетрясения появилось большое число трещин, но сооружение не было разрушено. В арочной плотине Кёльнбрайн, недавно построенной в Австрии, трещины в бетоне образовались при первом заполнении водохранилища (примерно на 80%) трещины возникли вследствие значительных растягивающих напряжений в подошве верховой грани из-за деформации основания. Для усиления основания в нем были пробурены дополнительные дренажные скважины и произведена дополнительная цементация скальной породы. Намечено также сооружение водонепроницаемого попура.

В арочной плотине Цейцир (Швейцария), построенной в 1957 г. и нормально работавшей в течение 21 года, с низовой стороны были обнаружены трещины, проходившие по периметру основания и простирающиеся в береговое примыкание, а также трещины, идущие от инспекционных галерей в направлении примыканий. Исследования показали, что эти трещины вызваны осадкой основания плотины на II см и смещением арки в сторону верхнего бьефа также на II см. Полагают, что осадка основания плотины произошла под влиянием проходки исследовательской штольни по трассе будущего дорожного туннеля, сооружение которого было намечено в береговом примыкании на расстоянии 400 м ниже плотины.

Трещинообразование, обуславливаемое объемными изменениями в бетоне, происходящими под воздействием химических реакций, наблюдалось в давно построенных плотинах, а также в сооружениях, возведенных в последние годы. В правобережном водосливе плотины Хиракуд (Индия) трещины в смотровой галерее, шахтах затворов и в водовпусках были выявлены после первого наполнения водохранилища в 1956 г.;

детальные исследования позволили установить, что трещины возникли из-за высоких температурных напряжений ввиду того, что укладку бетонной смеси производили в летний период и уложенный бетон не охлаждался, а также из-за того, что в бетоне наряду с высокощелочным цементом были частично использованы реакционноспособные заполнители. Сообщается о трещинообразовании в двух испанских плотинах: контрфорсной Салас и гравитационной Портоде-Иорос; трещины в бетоне первой плотины вызваны объемными изменениями, которые обусловлены реакцией между щелочью в цементе и свободным кремнеземом в заполнителях. Появление трещин в бетоне второй плотины объясняется расширением его объема, вследствие окисления сульфидов, содержащихся в сланцевых заполнителях.

При возведении бетонных сооружений в последние годы все чаще применяются различные эффективные меры, позволяющие облегчить решение этой проблемы. Как свидетельствуют результаты проведенных исследований, минимизировать опасность возникновения в бетоне температурных трещин представляется возможным, если при возведении сооружений использовать бетонные смеси, которые позволяют обеспечить: снижение до минимума подъема его температуры вследствие экзотермического разогрева в процессе гидратации вяжущего; развитие требуемой прочности при сжатии в раннем возрасте; низкую релаксацию сжимающих напряжений в бетоне; высокую релаксацию растягивающих напряжений; высокую растяжимость бетона и низкий коэффициент теплового расширения.

Отмечено, что существенную помощь в решении сложных задач, связанных с предотвращением трещинообразования в бетонных плотинах, может оказать математическое моделирование, которое в сочетании с исследованиями на физических моделях, позволяет с учетом всех параметров и условий точно оценивать термонапряженное состояние сооружения и получать необходимые рекомендации для устранения опасности возникновения трещин.

А.Б.Фролов

УДК 627.826/.828

33. УСИЛЕНИЕ КОНТРФОРСНОЙ ПЛОТИНЫ ОЛЕФ (ФРТ). Hoffmann H.-G.

Die Ertüchtigung der Olef-Staumauer. - Wasserwirtschaft, 1985, 75, N 7/8, 308-310, 313-316 (нем.)

Плотина на р.Сев.Эйфель(водосбор.  $F = 50 \text{ км}^2$ , среднегодовой сток  $32 \text{ млн.м}^3$ ) образовала водохранилище комплексного назначения

$V_{\text{полн.}} = 20 \text{ млн. м}^3$  с противопаводковой емкостью  $6 \text{ млн. м}^3$ ,  $F=105$  га и наибольшей глубиной 53 м. Плотина, строительство которой было начато в 1955 г., состоит из 16 сдвоенных контрфорсов с массивными полукруглыми оголовками  $\eta=12,43$  м с центральным углом  $90^\circ$ . Ширина оголовков по фронту составляет 18 м, толщина сдвоенных контрфорсов — 10,6 м (рис. 1, 2). С низовой стороны контрфорсы перекрыты плоской плитой и их внутреннее пространство является замкнутым. Деформационные швы между контрфорсами снабжены двойным уплотнением (медный лист и лента из синтетического каучука).

Форма контрфорсов расчетным путем подобрана таким образом, чтобы под действием собственной массы и гидростатического давления воды во всем сооружении не появлялись растягивающие напряжения, а внецентренного сжатия стенок контрфорсов можно было избежать с достаточной степенью надежности. Это напряженное состояние сооружения, проверенное и подтвержденное на модели методом фотоупругости, позволило запроектировать его возведение из неармированного бетона или из бутобетона с содержанием рваного камня — серые вакки — до 30% (по объему) и крупностью до 40 см (по длине ребра). Бетонную смесь — остальные 70% — приготавливали на естественном гравии с содержанием сульфатного шлакопортландцемента  $250 \text{ кг/м}^3$ , т.е. при среднем содержании вяжущего в бетоне сооружения  $175 \text{ кг/м}^3$  с очень низким тепловыделением. Это позволило надеяться на снижение собственных напряжений в конструкции, которые — по теории сооружений во время проектирования поддавались лишь приблизительной оценке. При приготовлении бетонной смеси применялся также замедлитель схватывания, а уложенный бетон летом частично охлаждался.

В конце второго года строительства зимой 1956/1957 годов примерно в середине вертикальной стенки контрфорса была обнаружена трещина, начинавшаяся у фундамента и распространявшаяся примерно до верхней трети стенки контрфорса, где трещина фиксировалась, как волосная. Постепенно аналогичные трещины последовательно появлялись во всех стенках контрфорсов. При этом трещины в контрфорсах, возведенных в теплое время года, появились раньше, чем в забетонированных в холодный период. Последние трещины появились суровой зимой 1962/1963 гг.

Причиной появления указанных трещин считается защемление фундаментной части сооружения в скале основания при глубине заложения фундамента 2,5–3 м, что препятствовало протеканию усадочных и температурных деформаций бетона (модуль упругости скалы, прини-

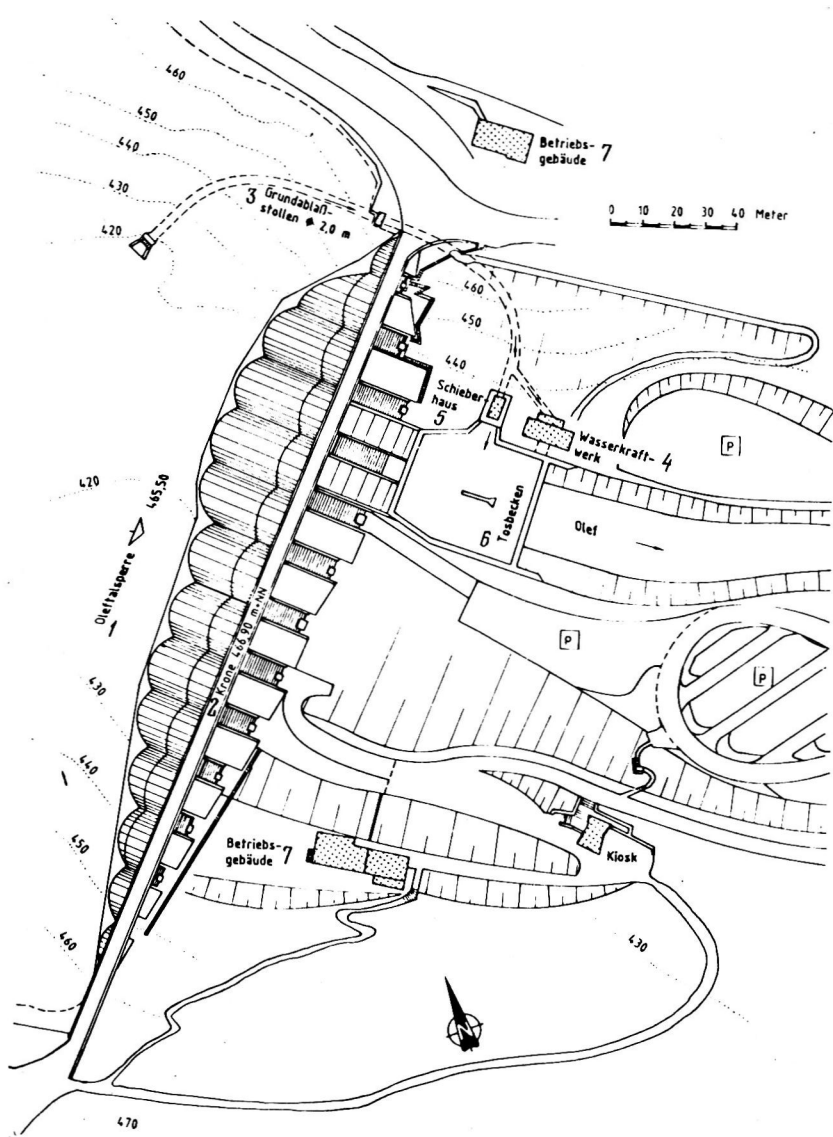
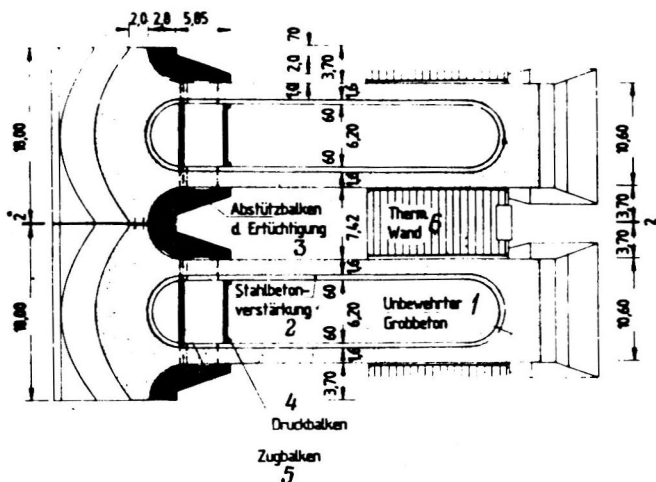


Рис. I. План гидроузла Олеф:

I - НПУ водохранилища 465,5 м; 2 - гребень плотины 466,9 м; 3 - донный водоспуск  $d=2$  м; 4 - ГЭС; 5 - помещение затворов; 6 - водобойный колодец; 7 - административно-эксплуатационное здание

а) QUERSCHNITT DURCH DEN HOHLPFEILER



б) QUERSCHNITT IN DER PFEILERFUGE

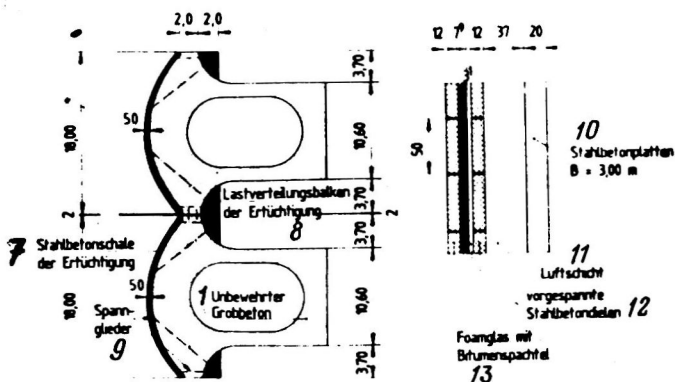


Рис.2. Разрезы пустотелого контрфорса:

а - сечение по полости контрфорса; б - то же по деформационному шву;

I - неармированный бутобетон; 2 - железобетонная облицовка первого усиления конструкции; 3 - опорные балки основного усиления плотины; 4 - балки, работающие на сжатие; 5 - то же на растяжение; 6 - теплоизоляционное перекрытие; 7 - железобетонная облицовка напорной грани оголовка контрфорса; 8 - балки-распределители нагрузки (элемент основного усиления плотины); 9 - преднапряженные элементы; 10 - железобетонные плиты высотой 3 м; II - воздушная прослойка; 12 - преднапряженные железобетонные плиты; 13 - войлок из стекловаты с битумной обмазкой



мавшийся в проекте в  $5000 \text{ Н/мм}^2$ , в натуре по данным исследования с использованием плоских домкратов, оказался в 2-3 раза выше). Развивающиеся вследствие указанного обстоятельства растягивающие напряжения в 2-3  $\text{Н/мм}^2$  значительно превосходят прочность неармированного бетона при растяжении, поэтому появление трещин было неизбежным.

Поскольку трещины нарушали проектные условия статической работы контрфорсов, требовалось усиление конструкции. После рассмотрения многочисленных возможных вариантов, предпочтение было отдано следующему решению (рис.2):

вертикальные стенки контрфорсов, их оголовки и низовые плиты были усилены укладкой по поверхностям внутренней полости конструкции железобетонной облицовки, по высоте покрывая на 2 м конец трещины; толщина облицовки в нижней зоне 60 см, выше - 40 см. По высоте облицовка ограничена траекторией сжатия, падающей под углом  $45^\circ$  от ВВ к НБ. Арматура с расходом  $85 \text{ кг/м}^3$  уложена в направлении главных растягивающих напряжений под углом  $45^\circ$  к нормам по отношению к низовой плите. Для приготовления бетонной смеси из естественных заполнителей использовался шлакопортландцемент. Железобетонная облицовка связана с основным сооружением преднапряженными элементами в единую конструкцию, совместно воспринимающую действующие на сооружении нагрузки. Свободное пространство шириной 7,42 м со стороны НБ между отдельными контрфорсами в целях стабилизации термического режима сооружения было перекрыто теплоизолирующей стенкой.

Описанное изменение конструкции плотины Олеф было закончено в конце 1964 г., после чего плотина передана в постоянную эксплуатацию без ограничения режимов ее работы (с 1959 г. плотину эксплуатировали при частичном подпоре).

Зимой 1974-1975 гг. при очередном обследовании сооружения в зоне переменного уровня глубиной около 15 м на напорной и низовой гранях были обнаружены трещины с раскрытием 0,1-0,3 мм, преимущественно вертикальные, но отдельные трещины были и горизонтальными и наклонными без определенной закономерности их расположения. Дальнейшие наблюдения показали, что при низких температурах воздуха трещины почти закрывались, а при высоких их раскрытие возрастало до 0,5 мм. Глубина проникновения трещин в массив сооружения по данным изучения многочисленных выбуренных кернов составляла обычно 20-25 см, возрастая в отдельных случаях до 80 см.

Основной причиной трещинообразования были собственные напряжения неармированного бетона, вызванные длительным протеканием процесса его усадки, а также колебаниями температуры в зоне переменного уровня воды, отличающихся нелинейным распределением между замкнутым внутренним пространством плотины и ее наружных граней. Расчет методом конечных элементов показал, что в эксплуатационных режимах распространения трещин на глубину более 1 м ожидать не приходится, скорее возможно возникновение новых разгрузочных трещин. Результаты расчетов также показали, что трещины на низовой грани и в сжатой зоне напорной грани не оказывают существенного влияния на устойчивость сооружения и его эксплуатационную надежность.

Иное положение складывается в частях конструкции напорного перекрытия, подверженного действию растяжения, т.е. в консольных частях оголовков контрфорсов: если при уровне ВБ выше 455 м в нижней зоне сооружения возникнет трещина глубиной более 1 м, то у ее корня разовьются растягивающие напряжения, превышающие соответствующую прочность бетонов. Поэтому немедленной мерой обеспечения эксплуатационной безопасности сооружения было снижение уровня ВБ примерно до указанной отметки, т.е. примерно на 10 м ниже НПУ. В целях исключения отрицательного влияния трещин на сооружение, зону трещиноватости перекрыли материалом, длительно сохраняющим свои упругие свойства. Поскольку, однако, длительные температурные воздействия, не поддающиеся достаточно точному определению, остаются, одно только исключение трещин не гарантировало обеспечения эксплуатационной надежности сооружения первоначальной конструкции, которая подлежала улучшению и усилению.

При проектировании усиления конструкции плотины было рассмотрено восемь вариантов (рис.3) при сохранении основной статической схемы пустотелых контрфорсов. Окончательное решение было принято в пользу комбинации вариантов 2 и 8: на напорную грань плотины (после ее пескоструйной обработки) на глубину 17,5 м от гребня укладывается железобетонная облицовка толщиной 0,5 м.

Ниже железобетонной облицовки консоли усилены только с низовой стороны железобетонными опорными балками. Поскольку внешние нагрузки могут передаваться от консолей через опорные балки на стенки контрфорсов лишь эксцентрично, то для их восприятия во внутренней полости контрфорса установлены распорные балки, работающие на сжатие, и преднапряженные балки, работающие на растяжение (стенки контрфорсов поперечные усилия воспринимать не могут).

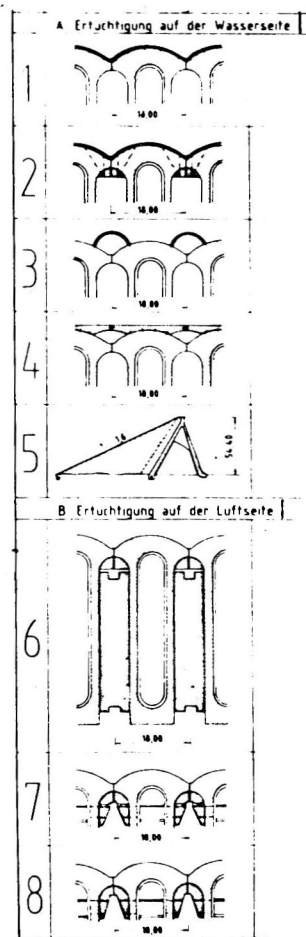


Рис.3. Рассмотренные варианты конструктивного решения основного усиления плотины:

A - усиление по напорной грани; B - то же по низовой стороне;

1 - железобетонная облицовка, связанная с неармированной конструкцией анкерами; 2 - водонепроницаемая железобетонная облицовка с подвеской консолей оголовка на преднапряженных анкерах; 3 - железобетонные своды, перекрывающие деформационные швы между контрфорсами и тем самым разгружающие консоли оголовков; 4 - новая конструкция по напорной грани с разгруженными консолями; 5 - верховой клин из отсыпки камня с асфальтобетонным экраном; 6 - заполнение пазух между контрфорсами неармированным бетоном; 7 - устройство подпорок для консолей оголовков в виде железобетонной конструкции с балками в полости контрфорса, работающими на сжатие и на растяжение, и с плоскими домкратами; 8 - то же, что и 7, но поддерживающая железобетонная конструкция не разрезана и с цементацией контактного шва

Статические расчеты выполнены методом конечных элементов с 3- и 4-угольной сеткой с шагом 1 м. В критических местах консолей сетка сгущалась до 25 см, что соответствует средней крупности бутового камня. В трещинах принималось полное гидростатическое давление при определяющем уровне ВВ. Учитывалась также усадка бетона и его ползучесть путем снижения значения модуля упругости под действием длительной нагрузки на 20%. В соответствии с результатами расчетов были запроектированы мероприятия для охлаждения уложенного бетона. Конструкция усиления плотины достаточна для обеспечения устойчивости как аварийного, так и смежного контрфорсов.

Работы по усилению плотины Олеф, развернутые в начале 1983 г., отличались некоторыми особенностями. К бетону усиления предъявлялись высокие требования: специальным исследованием выявлена совместимость современного цемента с сульфатным шлакопортландцементом бутобетона. Бетон облицовки напорной грани с высокой плотностью и морозостойкостью для конструкций, бетонизируемых с низовой стороны, должен был обладать прочностью  $12 \text{ Н/мм}^2$  в возрасте 3 дней (по условиям возведения конструкций и их частичного преднапряжения) при возможно меньшей усадке и малом тепловыделении. Бетонная смесь для бетонирования густоармированных конструкций должна обладать высокой удобоукладываемостью. На основании данных специальных лабораторных и натурных исследований подобраны следующие составы бетонных смесей (на  $1 \text{ м}^3$ ): для бетона марки В 25 для опорных конструкций, располагающихся с низовой стороны - шлакопортландцемент 300 кг, зола уноса 30 кг, добавка (замедлитель схватывания) 0,3% от массы цемента, заполнители 0-32 в 4 фракциях, В/Ц=0,54; для бетона марки В 25, использованного в железобетонной облицовке напорной грани - шлакопортландцемент 330 кг, кварцевая мука 30 кг, зола уноса 20 кг, воздухововлекающая добавка 0,09-0,15% от массы цемента; заполнители 0-16 мм в 3 фракциях (рейнский гравий), В/Ц=0,49, консистенция - текучая.

Бетонную смесь, доставлявшуюся в завод, укладывали во внутренних конструкциях слоями по 3 см, в облицовку слоями по 5 см и выдерживали в опалубке; внутри 3 дня, снаружи 7 дней. Особую задачу представляли каналы для преднапрягаемых стержней, которые были выполнены в трубах только в новом бетоне; анализ показал довольно высокое содержание хлоридов в бутобетоне. Поэтому для стержней использовалась гладкая арматурная сталь с центровкой их в каналах пластмассовыми распорными кольцами с тем, чтобы избежать соприкосно-

вения стержней с бетоном. Каналы цементировались чистым порландцементом с разбухающей добавкой, компенсирующей усадку.

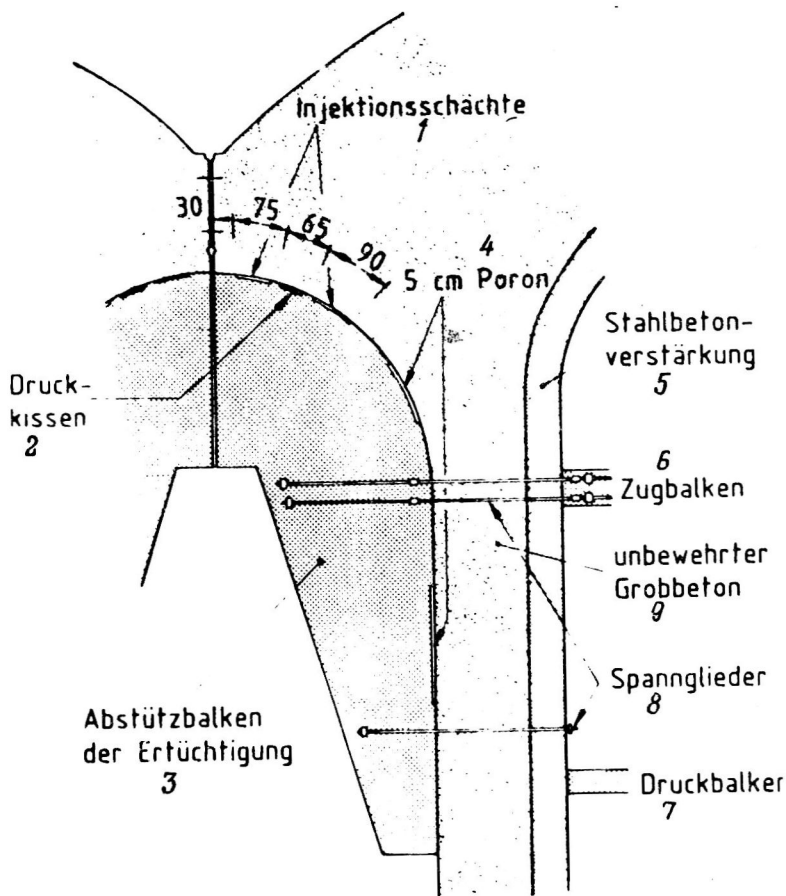


Рис.4. Конструкция контактного шва между консолью оголовка и поддерживающей ее конструкцией. План:

1 - инъекционные шахты; 2 - плоские домкраты; 3 - опорные балки основного усиления конструкции; 4 - прокладка 5 см из материала "Poron"; 5 - железобетонная облицовка в полости контрфорса; 6 - балка, работающая на растяжение; 7 - то же на сжатие; 8 - преднапряженные элементы; 9 - неармированный бутобетон

Конструктивные меры в контактном шве между консолями оголовка контрфорса и опорными балками предохраняли от развития сцепления между старым и новым бетоном (расчетный случай "а") и обеспечивали надежный контакт в случае "в" с учетом усадки и ползучести нового бетона. Требование для случая "а" выполняется нанесением на внутреннюю поверхность консолей слоя латекса толщиной 100 мк.

Расчеты для случая "в" показали, что при неблагоприятном стечении обстоятельств возникает шов с раскрытием 0,25–0,3 мм, большая часть которого – 0,23 мм – является следствием остаточной усадки и ползучести бетона. Поскольку надежная цементация такого шва, раскрытие которого в сторону стенки контрфорса уменьшается до нуля, обычными методами не представлялось возможным, задача заключалась в создании шва с достаточным раскрытием для его цементации при исключении неконтролируемого растекания цементационного раствора. Эта конструкция не должна сдерживать смещения консолей в сторону ВВ (случай "а"). Проблема была решена закладкой в шов устройств, названных "инъекционными шахтами" (рис.4), из волнистого стального листа толщиной 1 мм, заанкеренных на винтовых анкерах в новом бетоне опорных балок. Относительно старого бетона консолей оголовка шахты уплотнены специальными лентами, а также разделены на секции по 3 м по высоте. Таким образом получены точно фиксируемые цементационные секции с раскрытием шва около 2,5 см.

Поскольку процесс усадки нового бетона продолжается многие десятилетия, а на этот срок откладывать цементацию шахт и снятие ограничений с эксплуатационных режимов плотины не представлялось возможным, то контактный шов был расширен на упоминавшуюся величину 0,25–0,3 мм при помощи плоских домкратов шириной 55 см и длиной 65 или 100 см из стального листа толщиной 3 мм (рабочая жидкость – парафиновое масло с малой вязкостью. Испытательное давление домкратов 16 бар). По высоте домкраты распределены неравномерно, а соответственно убывающей вверх нагрузке с тем, чтобы общее усилие, развиваемое домкратами, давало требуемое раскрытие шва (контролировалось экстензометрами).

После раскрытия шва инъекционные шахты самотеком заполняются цементационным раствором того же состава, который был применен для цементации каналов преднапряженных элементов. После твердения раствора и набора им прочности плоские домкраты разгружаются и цементационный материал оказывается в преднапряженном состоянии, которое будет снижаться по мере протекания процессов усадки и пол-

зучести нового бетона. Описанная система была опробована в натуральных условиях. Цементацию швов предполагалось выполнить осенью 1985 г.

После выполнения всех предусмотренных работ по усилению конструкции плотина Олеф фактически станет железобетонным сооружением. Первоначальное предположение о возможности возведения и длительной эксплуатации плотины неармированной конструкции опытом работы плотины Олеф не подтвердилось. Ил.6. Библ.6.

С.С.Обрезков

---

СТРОИТЕЛЬСТВО ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ ГИДРОСООРУЖЕНИЙ И ГИДРОУЗЛОВ

УДК 693.546.4:625.084(73)

34. ОСОБЕННОСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА ПЛОТИНЫ МИДЛ-ФОРК ИЗ УКАТЫВАЕМОЙ БЕТОННОЙ СМЕСИ (США). Kollgaard E.B., Jackson H.E. Design innovations for roller compacted concrete dams. - "15 th International Congress on Large Dams. Lausanna, 24-28 Juin, 1985, Transactions, vol.2, Quest 57", Paris, s.a. R 11, 191-213 (англ.). Dam pioners concrete variant. - Civil Engineering, 1985, 55, N 7, 42-45 (англ.)

Плотина, которая сооружена в западной части штата Колорадо на р.Парашют (притоке р.Колорадо) предназначена для регулирования стока реки с целью предотвращения наводнений и обеспечения водой предприятий по добыче горючих сланцев; створ плотины расположен в V-образном нешироком ущелье с откосами 1:1,4 и 1:1,8 соответственно в правобережном и левобережном примыканиях (рис.1). Высота плотины в максимальном сечении 37,8 м, длина по гребню 125 м; объем бетона в теле плотины составляет всего 42000 м<sup>3</sup>.

Первоначально в выбранном створе предполагалось построить каменно-земляную плотину высотой 61 м; строительные работы по такой плотине были уже начаты (причем большая часть объемов работ по выемке грунтов, цементации и подготовке основания была выполнена), когда заказчиком было принято решение относительно пересмотра функции возводимого сооружения, его размеров и стоимости строительства. Было определено, что требования в отношении контроля расчетных паводковых расходов обеспеченность 0,006% могут быть удов-

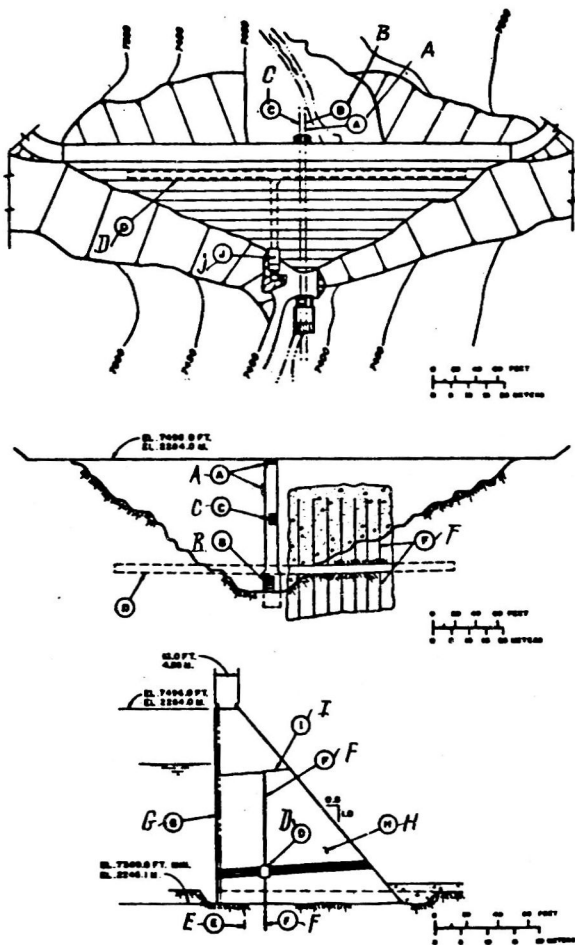


Рис. I. План, продольный и поперечный разрезы плотины Милл-Форк:

A - водослив; B - ось водовода, использованного для пропуска воды в строительный период; C - водовыпуск; D - дренажная галерея; E - скважина противодиффузионной завесы; F - дренажная скважина; G - наружная зона из обычного бетона; H - внутренняя зона из ука-танного бетона; I - предусмотренный заранее строительный шов; J - подходная галерея



летворены при меньшей высоте плотины, поскольку при сооружении бетонной плотины можно допустить перелив воды через гребень без ее разрушения или серьезных повреждений. Значительное снижение стоимости строительства плотины могло быть достигнуто в результате упрощения проекта водовыпускных сооружений и сокращения продолжительности строительных работ. Учитывая это, было решено вместо каменно-земляной построить бетонную плотину из укатываемой бетонной смеси.

Поперечное сечение плотины трапециевидальной формы спроектировано с расчетом формирования вертикальной верховой грани с применением сборных бетонных панелей и неопалубиваемой низовой грани, для которой принят наклон 1:0,8; ширина плотины у гребня 4,9 м, в связи с чем площадь поперечного сечения плотины оказалась большей, чем обычно принимается для бетонных гравитационных плотин. Это объясняется следующими причинами: недостаточная прочность материковой скальной породы обусловила необходимость принятия большей ширины плотины по основанию; объемная масса укатанного бетона значительно ниже ( $2160 \text{ кг/м}^3$ ) по сравнению с массой обычного бетона, и поэтому для обеспечения устойчивости плотины потребовался больший объем укатанного бетона; плотина располагается в горном районе с суровыми климатическими условиями на отметке 2286 м, в связи с чем для обеспечения продолжительной работы сооружения необходима буферная зона со стороны низовой грани, которая может разрушаться в процессе эксплуатации, но при этом должна сохраняться устойчивость сооружения.

Учитывая необходимость в надежном предотвращении фильтрации воды через тело плотины Мидл-Форк, проектом предусматривалось осуществление ряда мер, что позволило бы предотвратить или, по крайней мере, свести к минимуму потери воды из водохранилища в результате фильтрации. В частности, для повышения водонепроницаемости верховой грани плотины в зону за опалубкой укладывался довольно большой объем обычного бетона с большим содержанием цемента. В непосредственной близости от этой зоны при укладке укатываемой бетонной смеси для лучшей связи между слоями использовался подстилающий цементный раствор. Для сбора фильтрующей через тело плотины со стороны низовой грани воды предусмотрена укладка дренажных труб из геотекстиля, через которые в случае чрезмерной фильтрации представляется возможность инъектирования химического раствора (закладка таких труб произведена в порядке эксперимента с тем, чтобы проверить

возможность использования их в качестве дрен). От отметки нормального уровня воды в верхнем бьефе до дренажной галереи и от нее в скальное основание пробурены дренажные скважины диаметром 75 мм (рис.1), которые обеспечат надлежащий дренаж тела плотины. С целью контроля за образованием на верховой грани усадочных трещин на расстоянии 3,6 м друг от друга на ее поверхности устроены пазы глубиной 7,5 см, которые после трещинообразования уплотнены упруго-эластичным материалом.

Дренажная галерея (рис.2) проходит в нижней части плотины и соединяется с дренажными туннелями в береговых примыканиях; дренажные скважины в скальное основание были пробурены из галерей или туннелей, а скважины внутреннего дренажа бурились с отметки заранее предусмотренного горизонтального строительного шва вертикально вниз через бетон плотины и скальную породу в дренажную галерею или туннели. Подход к дренажной галерее осуществлен через подходную галерею в нижнем бьефе со стороны правобережного примыкания; при таком расположении сооружение подходной галереи не создавалось помехи для укладки в тело плотины укатываемой бетонной смеси.

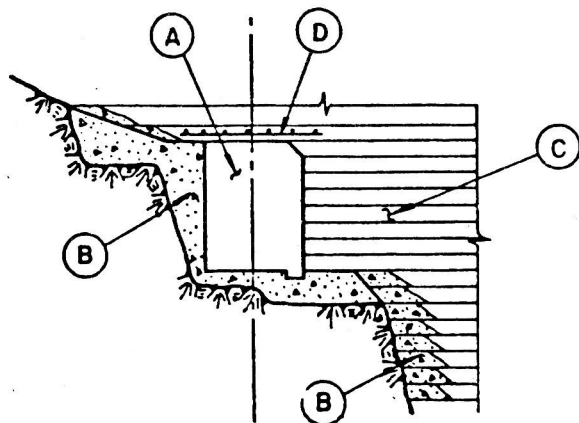


Рис.2. Поперечное сечение подходной галереи:

A - подходная галерея; B - обычный бетон; C - укатанный бетон;  
D - железобетонная плита

Водовыпуски диаметром 1,5 и 0,9 м для сброса воды из водохранилища размещены в бетоне одной траншеи, проложенной под плотиной. Шахтный железобетонный водозабор размещен рядом с верти-

кальной верховой гранью и закреплен к бетону плотины. В строительный период речные расходы пропускались через нижнее водоприемное отверстие водозабора, перекрываемое скользящим затвором, и пропускались через водовыпуск. Поскольку водозабор и водовыпуски расположены за пределами тела плотины работы по их сооружению не могли создавать дополнительных осложнений для бетонирования плотины.

Рассматривая вопросы производства бетонных работ следует отметить также некоторые другие особенности, характерные для строительства плотины Мидл-Форк. К таким особенностям можно отнести применение в качестве заполнителей бетона горючих сланцев. В процессе проектирования состава укатываемой бетонной смеси были исследованы возможности получения заполнителей из различных источников. Наиболее пригодным после тщательного изучения свойств оказался материал, который можно было получать из отвалов, образованных в процессе подземной разработки горючих сланцев. Испытания образцов бетонов с такими заполнителями показали, что несмотря на относительно небольшую объемную массу эти заполнители позволяют получать бетоны надлежащего качества; поскольку напряжения в теле плотины невелики, не требуется обеспечение высокой прочности бетона при сжатии. Сопротивление воздействию наружной среды при переменных циклах замораживания и оттаивания не имеет особого значения, так как в наружных зонах предусмотрен обычный массивный бетон. Принятый в качестве заполнителей материал обладает превосходными теплофизическими свойствами; коэффициент температурных напряжений, который обычно принимают за меру трещиностойкости бетона, у бетона с такими заполнителями оказался очень низким и составил всего лишь 50% величины коэффициента для укатанного бетона плотины Уиллоу Крик. Заполнители имеют однородный гранулометрический состав; максимальный размер заполнителей 75 мм, содержание в материале мелких частиц, прошедших сито с отверстиями 0,07 мм, лежит в пределах 4-10%. Дробление, обогащение и складирование заполнителей было осуществлено в зимний период 1983-1984 гг. с расчетом, что при приготовлении бетонной смеси можно будет применять охлажденные заполнители и благодаря этому снижать первоначальную температуру бетонной смеси.

В результате испытаний образцов бетона для внутренней зоны плотины была принята укатываемая бетонная смесь с содержанием цемента  $71 \text{ кг/м}^3$ ; содержание воды  $107 \text{ кг/м}^3$  (водоцементное отноше-

ние 1,51). Содержание заполнителей составило 1956 кг/м<sup>3</sup>. Особенность схемы транспортирования готовой бетонной смеси состояла в том, что для перемещения смеси от бетоносмесительной установки к плотине была принята конвейерная система. Выгрузка бетонной смеси с ленточного конвейера производилась через вертикальный хобот, оборудованный для предотвращения расслоения наклонными пластинами. Выгружаемая из хобота бетонная смесь направлялась непосредственно в ковш колесного погрузчика, который использовали для распределения и разравнивания смеси. Уплотнение бетонной смеси производили вибрационным катком комбинированного действия.

Торги для заключения подряда на производство строительных работ по плотине Миддл-Форк были проведены в марте 1984 г.; наименьшая стоимость строительства, указанная в заявках, была ниже сметной стоимости, определенной проектом. Единичная расценка на укатанный бетон составляла всего лишь 1/3 расценки на обычный бетон.

По календарному плану бетонирование плотины должно было быть завершено в 1984 г. всего за 6 недель при средней интенсивности 7000 м<sup>3</sup> в неделю. Ил.3.

А.Б.Фролов

## СО Д Е Р Ж А Н И Е

### ГИДРОЭЛЕКТРОСТАНЦИИ

22. Гидроэнергетическое строительство в КНР.....	I
23. Использование гидроэнергетических ресурсов в Гренландии.....	3
24. Магнитные подпятники для обратимых электри- ческих машин.....	5
25. Выбор типа гидротурбин для малых ГЭС.....	7
26. Выбор типа агрегата для ГЭС Мейн Канал (США)...	II
27. Малая ГЭС плавучего типа.....	I3

### ЭНЕРГЕТИЧЕСКИЕ ГИДРОСООРУЖЕНИЯ И ГИДРОУЗЛЫ

28. Применение метода конечных элементов при рас- чете арочных плотин в широких створах с учетом трещинообразования по контакту плотины с осно- ванием.....	I5
29. Мероприятия по уменьшению фильтрации в осно- вании арочной плотины Шлегайс (Австрия).....	I9
30. Настоящее и будущее многоарочных плотин.....	22
31. Первая массивно-контрфорсная плотина в ЮАР.....	26
32. Проблема трещинообразования в бетонных плотинах	31
33. Усиление контрфорсной плотины Олеф (ФРГ).....	33

### СТРОИТЕЛЬСТВО ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ ГИДРОСООРУЖЕНИЙ И ГИДРОУЗЛОВ

34. Особенности строительства плотины Мидл-Форк из укатываемой бетонной смеси (США).....	43
---	----

Цена 60 коп.

Индекс 58458

Энергетика и электрификация. Сер. Гидроэнергетика за рубежом.  
Экспресс-информ., вып. 3, 1986, 1-48.