



ГИДРО- ТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

Ежемесячный
научно-технический журнал

УЧРЕДИТЕЛИ:

МИНИСТЕРСТВО ЭНЕРГЕТИКИ РФ,

ОАО «РУСГИДРО»,

АССОЦИАЦИЯ «КОРПОРАЦИЯ ЕЭЭК»,

ЗАО НТФ «ЭНЕРГОПРОГРЕСС»,

НП «НТС ЕЭС»

Основан в 1930 г.

№ 2

февраль

2011

Содержание

Проектирование, строительство, эксплуатация

Волынчиков А. Н. Модели пуска первых трех агрегатов Богучанской ГЭС 2

Абдарахманов М. А., Костин В. В., Никулин Д. А., Швайнштейн А. М., Коротков Н. Н., Шкуропат А. Г. О допущении кавитационных повреждений при разработке требований к поверхностям водосброса Ирганайского гидроузла. 9

Александров Ю. Н. Об измерениях напряжений в арматуре массивных железобетонных конструкций 19

Карпик А. П., Епифанов А. П., Стефаненко Н. И. К вопросу о причинах аварии и оценка состояния арочно-гравитационной плотины Саяно-Шушенской ГЭС 24

Расчеты, исследования, эксперименты

Анахаев К. Н., Шогенова Ж. Х., Амшоров Б. Х. Расчет фильтрации через земляные плотины на проницаемом основании разной мощности 29

Тетельмин В. В. Коэффициенты упругоэластичности и пьезопроводности в задачах нестационарной фильтрации в основаниях высоких плотин 33

Гришин Н. Н., Грицук И. И., Дебольский В. К., Пономарёв Н. К. Экспериментальные исследования воздействия на водную среду отсыпок гравийных опор при строительстве морских газопроводов 39

Поздравление Виктору Ивановичу Борисову 45

За рубежом

Пехтин В. А., Беллендир Е. Н., Радченко В. Г. Современный этап развития водного хозяйства и гидроэнергетики Вьетнама 46

Горский А. Ю., Николаева Л. А. Ирригационно-энергетический комплекс Халябия-Залябия в Сирии 54

Федосов В. Е. Строительство гидроузла Капанда в Анголе. 57

На обложке – возведение Богучанской ГЭС

Модели пуска первых трех агрегатов Богучанской ГЭС

Волынчиков А. Н. главный инженер проекта, к.т.н. ОАО “Институт Гидропроект”

Крупнейший объект гидротехнического строительства страны — Богучанская ГЭС мощностью 3000 МВт в настоящее время готовится к пуску первых агрегатов. Строительство Богучанской ГЭС началось в 1980 г. в соответствии с техническим проектом, утвержденным распоряжением Совета Министров СССР № 2699р от 08.12.79 г. Начиная с 1990 г. по 2005 г. строительство было практически прекращено. Достройка Богучанской ГЭС возобновлена в 2006 г. компаниями ОАО “РусГидро” и РУСАЛ с целью реализации проекта по созданию Богучанского энерго-металлургического объединения (БЭМО) в составе Богучанской ГЭС и алюминиевого завода производительностью 600 тыс. т. металла в год. Поэтапный пуск 9 гидроагрегатов Богучанской ГЭС с выходом станции на полную мощность в 2013 г. является основой государственного инвестиционного проекта “Комплексное развитие Нижнего Приангарья”, которым предусмотрено дальнейшее освоение природно-ресурсного потенциала территории, обеспечение энергетической безопасности ОЭС Сибири благодаря привлечению частных инвестиций.

На Богучанской ГЭС в 2011 г. планируется выполнить перекрытие донных отверстий, по которым пропускается сток р. Ангары и начать наполнение водохранилища. Наполнение водохранилища в зимнее время неизбежно потребует санитарных попусков воды 1100 м³/с в нижний бьеф при значительных отрицательных температурах. Зимняя эксплуатация водосбросных сооружений Богучанской ГЭС и риски связанные с этим вызывают понятное беспокойство.

В состав Богучанского гидроузла входят водосбросные сооружения — водосбросы № 1 и 2, предназначенные для пропуска весеннего половодья и летне-осеннего паводка.

В приказе ОАО “РусГидро” № 447/1п-66, раздел 6.1, пункт 6.1.14 указано: “В составе гидроузлов 1 и 2 классов должны быть оборудованы и поддерживаться в рабочем состоянии одно или несколько водосбросных сооружений, приспособленных к работе в морозных условиях. При использовании этих сооружений должно быть исключено опасное обледенение элементов их затворов, затворных камер, мостов, подпорных стенок и бычков, а также опор и линий электропередачи, конструкций и оборудования, расположенных на здании ГЭС, плотине и берегах в зоне водо-воздушного облака, образу-

ющегося при работе водосброса”. Тем самым подразумеваются возможность выхода ГЭС из эксплуатации и необходимость работы водосбросных сооружений в зимний период. В отличие от прежних норм рекомендовано при назначении параметров водосбросных сооружений гидроузла не учитывать пропускную способность гидроагрегатов здания ГЭС, так как в случае технологической аварии в здании ГЭС период восстановления может оказаться достаточно длительным. В составе любого гидроузла возможно запроектировать водосброс, адаптированный к зимним условиям, что потребует значительных капиталовложений. Правильно организованная служба эксплуатации гидроузла должна предотвратить аварию на агрегатах. Задача эта выполнима, и при соблюдении всех правил вероятность аварии может и должна быть чисто теоретической.

Нормами 70-х гг. прошлого столетия, регламентирующими проектирование и эксплуатацию гидроэлектростанций, а также современными нормами до аварии на Саяно-Шушенской ГЭС не предусматривалось обеспечение работы водосбросных сооружений при отрицательных температурах воздуха. Запроектированный в 1970 г. водосброс № 1 Богучанской ГЭС не предназначался для пропуска расходов в зимний период. Работа гидроэлектростанции планировалась в Ангарском каскаде ГЭС, и в зимний период при постоянной эксплуатации она должна обеспечивать пропуск через ее гидроагрегаты транзитных расходов 3500 м³/с вышерасположенной Усть-Илимской ГЭС без включения водосбросов.

До настоящего времени имеющийся опыт эксплуатации водосбросов в зимний период недостаточно систематизирован и не нашел должного отражения в специальной литературе. Однако после крупнейшей технологической аварии на Саяно-Шушейской ГЭС разрабатываются общие подходы к проектированию, строительству и эксплуатации водосбросных сооружений при отрицательных температурах воздуха. Опыт эксплуатации водосброса на Саяно-Шушенской ГЭС в зимних условиях выявил ряд проблем, возникающих при холостых сбросах воды при низких отрицательных температурах. При работе водосброса в процессе смешения воды и холодного воздуха неизбежно будет возникать переохлаждение периферийных зон водного потока с образованием внутриводного

льда. Особенно неблагоприятна работа водосброса с гашением энергии методом отброса струи в нижний бьеф: при низких температурах водная пыль приведет к образованию льда на сооружениях в зоне распространения водо-воздушного облака.

Климат в районе строительства Богучанской ГЭС резко континентальный с суровой продолжительной зимой. Среднемноголетняя годовая температура воздуха изменяется от минус 2,6 до минус 4,3 °С, среднемесячная температура января — от минус 24,4 до минус 27,4 °С. Абсолютный зафиксированный минимум температур — минус 60 °С. Водосброс № 1 Богучанской ГЭС гасит избыточную энергию потока отбросом струи в нижний бьеф. При такой схеме образование водяной пыли и ее осаждение на прилегающие конструкции и сооружения приведут к возникновению на них массивных наледей и к работе строительных конструкций в непроектных условиях с нерасчетными дополнительными нагрузками на сооружения. Эти проблемы будут более серьезными, чем на Саяно-Шушенской ГЭС, из-за особенностей конструкции Богучанского водосброса, а также из-за больших сбросных расходов и низких отрицательных зимних температур. Нельзя не учитывать и тот факт, что аварийный зимний сброс воды на Саяно-Шушенской ГЭС проходил при полностью законченном сооружении, на Богучанской ГЭС будет продолжаться строительство и в зоне действия водо-воздушного облака должны работать строительные краны, которые будут подвергаться наиболее интенсивному оледенению. На Саяно-Шушенской ГЭС наиболее угрожающий рост льда происходил на элементах эстакады, расположенных в начале водобойного колодца на высоте 10 м от поверхности воды. По материалам отчетов наледь на эстакаде достигала 30 м.

Несмотря на проводимые исследования по определению дополнительных нагрузок от льдообразования, результаты сложно прогнозируемы и зависят от ряда не поддающихся строгому моделированию природных явлений (формирование направления господствующих ветров и скоростей ветра, расположение сооружений по отношению к направлению ветра, рельеф местности, диапазон колебаний температуры и другие факторы). Избежать зимней работы водосбросов возможно только в период постоянной эксплуатации гидроэлектростанции, пропуская воду через агрегаты при их устойчивой работе. При первоначальном наполнении водохранилища Богучанской ГЭС в зимний период не будет введено в эксплуатацию необходимое количество агрегатов, что потребует сбросов воды в нижний бьеф через водосброс. Вследствие того что Богучанская ГЭС — четвертая ступень Ангарского каскада, при наполнении водохранилища в зимний

период она должна пропускать транзитные расходы до 3500 м³/с, в том числе санитарные попуски 1100 м³/с. Проблема пропуска воды в зимний период успешно решается при наличии в составе гидроузла водосброса, адаптированного к зимним условиям. Минимальные последствия при пропуске расходов в зимний период будут при сбросе потока под уровень нижнего бьефа.

Для Усть-Илимского и Богучанского гидроузлов, расположенных на одном водотоке и имеющих сопряженные бьефы, условия наполнения водохранилища и условия периода временной эксплуатации идентичны по многим параметрам. Пропуск расходов в зимний период был успешно решен на Усть-Илимском гидроузле.

Наполнение Усть-Илимского водохранилища было начато 12 октября 1974 г. До 20 ноября 1976 г. вода в нижний бьеф пропускалась через глубинные отверстия, а затем только через агрегаты ГЭС. Расходы воды в нижнем бьефе зависели от режима наполнения. Начальное наполнение водохранилища осуществлялось в холодных условиях октября — декабря 1974 г., когда минимальные температуры воздуха составляли в октябре минус 34,8 °С, в ноябре — минус 38,7 °С, в декабре — минус 50,2 °С. При этом пропуск санитарных расходов 1000 м³/с не вызывал никаких затруднений, связанных с зимними условиями. Это было достигнуто путем заглубления под уровень нижнего бьефа выходных сечений глубинных водосбросов. Начало наполнения Усть-Илимского водохранилища было приурочено к концу навигационного периода, когда отпали требования обязательных судоходных попусков в нижний бьеф. Для Усть-Илимского гидроузла создались условия для уменьшения расходов воды в реке до минимально гарантированных в период осенне-зимней межени. К этому времени Братское водохранилище было наполнено до отметки 401,0 м (Балтийская система высот), что на 70 см ниже НПУ. По условиям готовности сооружений Усть-Илимского гидроузла и графика пуска агрегатов к середине декабря 1974 г. уровень воды в водохранилище достиг отметки 267,0 м и поддерживался до мая — июня 1975 г. Пусковой отметке уровня воды соответствовал первоначальный объем водохранилища 20 км³. Заполнение этого объема за 2,5 мес. было обеспечено попусками 4500 – 4600 м³/с из Братского водохранилища при использовании максимальной пропускной способности турбин и ограничении сбросных расходов в нижний бьеф Усть-Илимского гидроузла до 1000 м³/с. В навигационный период гарантировались судоходные попуски воды 2800 м³/с. Ввиду большой зарегулированности стока излишков воды для заполнения водохранилища летом практически не было, поэтому его заполнение велось зимой. В

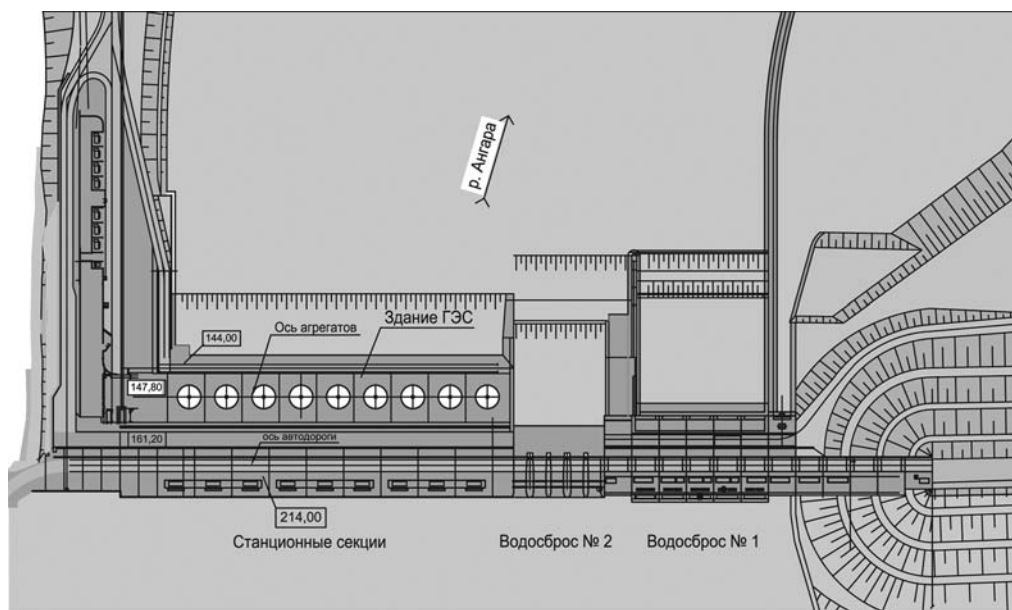


Рис. 1. План водосбросных сооружений Богучанской ГЭС

конце декабря 1974 г. три первых агрегата были поставлены под нагрузку. Наполнение водохранилища до НПУ происходило в течение 2,5 лет.

В первоначальном проекте условия наполнения водохранилища и пропуска зимних расходов на Богучанской ГЭС планировалось выполнить аналогичными Усть-Илимской ГЭС. Для этого в составе Богучанского гидроузла первоначально предусматривались временные глубинные отверстия для пропуска зимних расходов. Однако эта компоновка была пересмотрена и от донных отверстий отказались.

Модель пропуска зимних расходов на Богучанской ГЭС должна быть минимизирована по затратам и рискам, неизбежным при зимней эксплуатации водосбросных сооружений (рис. 1).

Для всестороннего изучения и оценки негативных явлений зимней эксплуатации водосброса № 1 Богучанской ГЭС рассматривается несколько моделей пуска первых трех агрегатов и вариантов начального наполнения водохранилища. По директивным документам необходимо:

- период временной эксплуатации осуществлять при отметке водохранилища 185,0 м;
- обеспечить пуск трех агрегатов в декабре.

В предлагаемых вариантах рассматривается начало наполнения водохранилища:

- в конце навигационного периода, при отсутствии судоходных попусков в нижний бьеф;
- в весенний период с аккумуляцией стока.

В нижний бьеф Богучанского гидроузла в зимний период ограничиваются санитарным попуском 1100 м³/с. С открытием навигации по р. Ангаре дальнейшее наполнение осуществляют за счет из-

бытков притока над гарантированным навигационным попуском 3100 м³/с.

Расчеты начального наполнения Богучанского водохранилища выполнены применительно к двум условиям водности пускового периода: маловодному и многоводному. Объем притока воды в Богучанское водохранилище с момента закрытия последнего строительного отверстия и до пуска первых трех агрегатов практически одинаков при всех условиях водности, что связано с высокой степенью зарегулированности стока р. Ангары вышележащими водохранилищами каскада и незначительной боковой приточностью между створами Усть-Илимской и Богучанской ГЭС.

Вариант 1. Наполнение водохранилища начинается 1 ноября, после завершения навигации. Пуск первых трех агрегатов осуществляется при достижении отметки водохранилища 178,0 м, обеспечивающей их работу.

При наполнении водохранилища предлагается максимально уменьшить сбросные расходы в нижний бьеф, обеспечив только санитарные попуски 1100 м³/с в течение зимы. Приточные расходы с Усть-Илимской ГЭС (примерно 3500 м³/с) минус объем санитарного попуска (1100 м³/с) будут аккумулировать в водохранилище, наполнив его выше отметки 185,0 м. Готовность напорного фронта позволяет выполнить это.

По результатам водохозяйственных расчетов, после перекрытия последнего строительного отверстия (31 октября 2011 г.) отметка в водохранилище к концу декабря 2011 г. (планируемый пуск агрегатов ГЭС) будет 176,2 м, что не позволяет осуществить пуск гидроагрегатов. Пусковая отметка 178 м

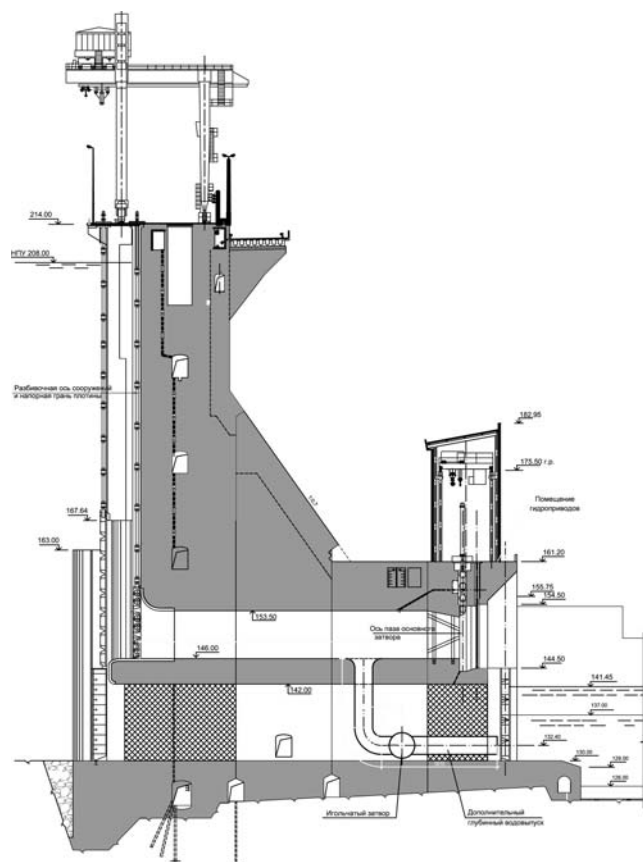


Рис. 2. Конструкция водовыпуска

достигается в маловодных условиях примерно в середине января.

Вариант 2. Наполнение водохранилища начинается 1 ноября, после завершения навигации. Пуск первых трех агрегатов осуществляется при достижении отметки водохранилища 178,0 м, обеспечивающей работу агрегатов. Максимальная отметка водохранилища 185,0 м. После наполнения водохранилища до отметки 185,0 м в нижний бьеф гидроузла сбрасывают расходы до 3500 м³/с. По результатам водохозяйственных расчетов, пусковая отметка 178,0 м достигается в маловодных условиях примерно в середине января.

Вариант 3. Наполнение водохранилища осуществляется вариантно:

вариант 3.1 — с 01.01.2012 г.;

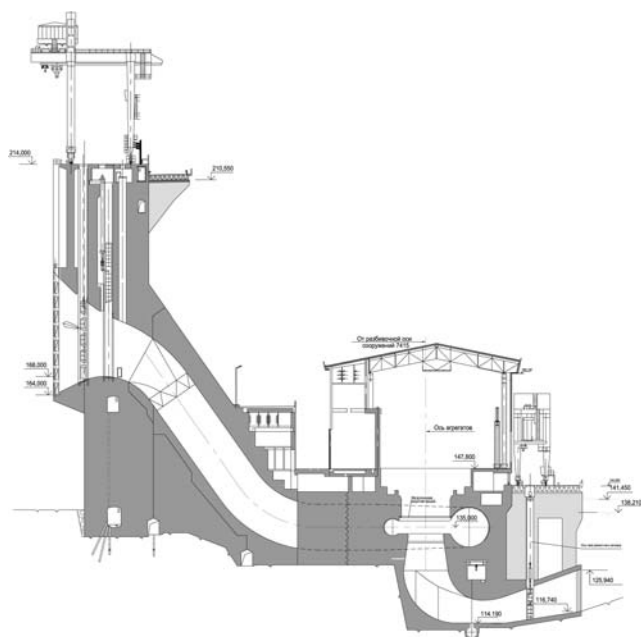


Рис. 3. Разрез по оси агрегата № 7, 8, 9

вариант 3.2 — с 01.02.2012 г.;

вариант 3.3 — с 15.02.2012 г.;

вариант 3.4 — с 01.03.2012 г.

Пуск первых трех агрегатов происходит при достижении отметки водохранилища 178,0 м, обеспечивающей работу агрегатов. Расходы в нижний бьеф Богучанского гидроузла ограничиваются обязательным санитарным попуском 1100 м³/с. С открытием навигации 2012 г. на р. Ангаре дальнейшее наполнение водохранилища может осуществляться за счет избытков притока воды над гарантированным навигационным попуском 3100 м³/с.

Расчетные отметки уровня воды в водохранилище в маловодных условиях представлены в табл. 1.

В маловодных условиях достижение отметки 178 м (отметка пуска агрегатов ГЭС) в варианте 3.1 при начале наполнения водохранилища с 1.01.2012 г. возможно в середине марта, в варианте 3.2 при начале наполнения с 1.02.2012 г. — в середине апреля, в варианте 3.3 при начале наполнения с 15.02.2012 г. — к концу апреля и в варианте 3.4 при начале наполнения с 1.03.2012 г. — в середине мая.

Т а б л и ц а 1

| Вариант | Наполнение водохранилища | Уровень воды в водохранилище, м, на дату | | | | | | |
|---------|--------------------------|--|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | | 1.01.12 | 31.01.12 | 15.02.12 | 29.02.12 | 31.03.12 | 30.04.12 | 31.05.12 |
| 3.1 | С 1.01.2012 г. | 152,7 | 168,9 | 172,5 | 176,1 | 181,8 | 186,2 | 187,6 |
| 3.2 | С 1.02.2012 г. | — | 152,7 | 160,5 | 168,3 | 176,5 | 182,0 | 183,6 |
| 3.3 | С 15.02.2012 г. | — | — | 152,7 | 162,1 | 173,4 | 179,7 | 181,4 |
| 3.4 | С 1.03.2012 г. | — | — | — | 152,7 | 169,4 | 177,0 | 179,1 |

Выработка электроэнергии Богучанской ГЭС за первое полугодие 2012 г. и ориентировочная дата пуска первых трех гидроагрегатов в средних по водности условиях для заданных вариантов начального наполнения водохранилища приведены в табл. 2.

В случае пропуска расходов в зимний период (октябрь — февраль) через водосброс № 1 без выполнения каких либо мероприятий сооружения Богучанской ГЭС будут испытывать дополнительные нагрузки от образовавшегося льда. Воздействие льдообразования здесь будет значительнее, чем на водосбросе и крановой эстакаде Саяно-Шушенской ГЭС.

По результатам расчетов толщины оледенения (наледи) вследствие конденсации влаги на сооружениях и конструкциях из-за парения полыни в нижнем бьефе будут незначительными — не более 14 – 16 см, толщины льда за счет льдообразования в зоне водо-воздушного облака при выпадении и замерзании капель влаги оказались значительными. На водосбросе № 2, на крыше помещения гидроприводов водосброса № 1, на крыше здания ГЭС у водосброса № 2 образуется лед толщиной 12,2 м. Через 80 м в направлении левого берега лед исчезает.

Расчетная толщина льда 12,2 м при средней плотности 920 кг/м^3 соответствует нагрузке 11224 кгс/м^2 . Расчеты пролетных конструкций здания ГЭС и помещения гидроприводов водосброса № 1 выполнены на снеговую нагрузку 240 кгс/м^2 согласно СНиП 2.01.07-85 * “Нагрузки и воздействия” для IV снегового района. Таким образом, в результате работы водосброса ледовая нагрузка превысит снеговую почти в 50 раз.

Выполнение расчетов для усиления конструкций гидроузла в зоне льдообразования при работе водосброса № 1 нецелесообразно. Необходимы специальные мероприятия по защите строительных конструкций здания ГЭС и помещения гидроприводов водосброса № 1 от образования льда. Одним из

таких мероприятий может быть устройство дополнительных глубинных водовыпусков со сбросом воды под уровень нижнего бьефа. Восемь глубинных водовыпусков устраивают в четырех существующих донных строительных отверстиях после выполнения бетонной пробки при закрытых строительных затворах нижнего бьефа (рис. 2). Входной оголовок водовыпуска располагается в днище глубинных отверстий водосброса № 1. В донных строительных отверстиях располагается вертикальный участок водовыпуска, выполненный из металлической трубы диаметром 2,8 м. Сопряжение вертикального и горизонтального участков водовыпуска выполняется отводом такого же диаметра. Для управления расходами, сбрасываемыми в нижний бьеф, используется игольчатый затвор. Эксплуатация водовыпусков осуществляется через смотровую галерею, которая располагается на отметке 130,0 м и проходит через секции № 24 – 28. Общая и местная устойчивость секций водосброса № 1 обеспечивается на начальном наполнении при бетонировании только первого и четвертого столбов. В случае устройства дополнительных водовыпусков и их эксплуатации при отметках водохранилища выше 185,0 м необходимо выполнить усиление конструкции донных отверстий. В проекте строительные водопропускные отверстия подлежат бетонированию. Так как водопропускные отверстия водосброса № 1 выполнены в 90-х гг. прошлого столетия, устройство дополнительных глубинных водовыпусков потребует дополнительных затрат. В каждом из восьми отверстий водосброса № 1 с помощью механизмов необходимо выполнить штрабу размерами в плане $3,0 \times 3,0 \text{ м}$. В штрабе устанавливается оголовок водовыпуска, затем отверстие замоноличивается. В донных строительных отверстиях работы по установке водовыпуска в проектное положение выполняются при закрытых затворах нижнего бьефа. Эксплуатация водовыпусков через смотровую галерею потребует адаптации

Т а б л и ц а 2

| Условия наполнения водохранилища | Выработка электроэнергии за I – VI 2012 г., млрд. кВт · ч | Выручка по вариантам прогноза за I – VI 2012 г., млн. руб. | Дата пуска первых трех гидроагрегатов |
|---|---|--|---------------------------------------|
| Вариант 1 | 1,20 | 604 | 15.01.2012 г. |
| Вариант 2 | 1,14 | 575 | 15.01.2012 г. |
| Вариант 3 при наполнение водохранилища: | | | |
| вариант 3.1 — с 1.01.2012 г. | 0,70 | 350 | 15.03.2012 г. |
| вариант 3.2 — с 1.02.2012 г. | 0,45 | 225 | 15.04.2012 г. |
| вариант 3.3 — с 15.02.2012 г. | 0,35 | 175 | 30.04.2012 г. |
| вариант 3.4 — с 1.03.2012 г. | 0,20 | 100 | 15.05.2012 г. |

входов в галерею в секциях № 23 и № 29 с учетом габаритов оборудования.

Стоимость работ по устройству восьми дополнительных глубинных водовыпусков составит 177 млн. руб. При дальнейшей разработке варианта с дополнительными глубинными водовыпусками можно будет отказаться от установки игольчатых затворов. Использование дополнительных глубинных водовыпусков на период постоянной эксплуатации возможно при соответствующем научном обосновании.

Альтернативным (только для варианта наполнения 2 и только в случае неготовности агрегатов № 1 – 3) вариантом сброса приточных расходов в период начального наполнения водохранилища является сброс через турбинные водоводы агрегатов № 7, 8, 9. На момент закрытия последнего строительного отверстия уровень верхнего бьефа устанавливается на отметке 152,7 м. Турбинные водоводы агрегатов могут быть задействованы для сброса приточных расходов только при достижении уровня верхнего бьефа выше 168,0 м (отметка порога водоприемника).

Для обеспечения безопасного пропуска расчетных расходов в период начального наполнения водохранилища необходимо предусмотреть мероприятия по доработке проточных трактов турбин. Предполагается разработать и установить металлическую защитную крышку на статоре турбины, закрепив ее с помощью шпилек в штатные отверстия. Также необходимо подвести воздух под защитную крышку для предотвращения образования вакуума. Для гашения энергии потока в нижнем бьефе дополнительного крепления не потребуется.

Конструкция дополнительного водосброса, устраиваемого в станционных секциях, представлена на рис. 3.

Стоимость работ по дополнительному водосбросу через турбинные водоводы составит 104,55 млн. руб.

По гидравлическим расчетам восемь дополнительных глубинных водовыпусков диаметром по 2,8 м с игольчатыми затворами обеспечивают необходимый расход санитарного попуска $1100 \text{ м}^3/\text{с}$ при УВБ 160,0 м. Для обеспечения санитарного попуска при больших отметках УВБ необходимо ограничивать сбросной расход полным закрытием некоторых дополнительных водовыпусков или частичным закрытием игольчатых затворов на всех водовыпусках. При работе восьми дополнительных водовыпусков и проточных трактов гидроагрегатов без рабочих колес суммарная пропускная способность при УВБ 182–185 м составит около $3500 \text{ м}^3/\text{с}$. При отказе от устройства дополнительных водовыпусков необходимы мероприятия по борьбе с оледенением.

В период начального наполнения водохранилища необходимо обеспечить защиту от оледенения следующих элементов конструкций: крыши здания гидроприводов, фасада здания гидроприводов со стороны нижнего бьефа, правобережной разделительной стенки; левобережной разделительной стенки, пирса между водосбросами № 1 и 2, части крыши машинного зала здания ГЭС ($L = 150 \text{ м}$) со стороны водосброса № 2. Так как уже ведется строительство указанных сооружений, основные требования к системе антиобледенения — это малый вес оборудования системы и простота монтажа на уже возводимых сооружениях. Наиболее осуществимые в условиях строительства Богучанской ГЭС варианты борьбы с образованием наледи на кровле такие:

- создание фальш-кровли с обустройством в ней системы воздушного отопления покрытия кровли;
- установка под кровлей здания (проектной) тепловых пушек;
- электрообогрев кровли здания с помощью кабелей.

Возможна обработка противогололедными реагентами, например поваренной солью, гранулированным антигололедным реагентом ХКМ, твердым чешуйчатым реагентом “Ацедор” и др. Расход реагентов в среднем составляет $30 - 40 \text{ г}/\text{см}^3$. Для электроснабжения антигололедных устройств необходимо установить пять трансформаторных подстанций 6/0,4 кВ мощностью по $2 \cdot 1000 \text{ кВА}$, а для подключения этих подстанций к КРУ-6 кВ необходимо установить 18 дополнительных ячеек КРУ-6 кВ. Расходы на данные мероприятия составят около 130 млн. руб. в зависимости от варианта.

При наполнении водохранилища по варианту 1. Пуск первых трех агрегатов в середине января 2012 г. Санитарные расходы $1100 \text{ м}^3/\text{с}$ пропускаются в период с 01.10.2011 г. по 01.04.2012 г. через восемь дополнительных глубинных водовыпусков диаметром по 2,8 м. При успешном вводе трех агрегатов в середине января расходы переключаются на агрегаты № 1 – 3. Сброс постоянных расходов в нижний бьеф уменьшит опасность заторных явлений в реке.

Наполнение водохранилища выше отметки 185,0 м до отметки 189,0 м (маловодный год) — 192,0 (многоводный год) позволит минимизировать сбросы в нижний бьеф при работе агрегатов (только санитарные попуски) и повысить энергетический эффект из-за увеличения напора. В зимний период расходы сбрасываются под уровень нижнего бьефа, в результате чего не возникнет обледенения поверхностей.

Впоследствии дополнительные глубинные водовыпуски могут использоваться в условиях посто-

янной эксплуатации в соответствии с требованиями нормативной базы.

Дополнительные затраты на осуществление варианта 1:

затраты в объеме 177 млн. руб. на устройство восьми дополнительных глубинных водовыпусков;

выполнение дополнительного поверочного расчета конструкции в зонах устройства дополнительных глубинных водовыпусков;

увеличение объемов строительно-монтажных работ по станционным секциям № 15 – 19 до проектных отметок (с 196,0 до 214,0 м);

дополнительные объемы бетона для изменения отметки порога временного водосброса № 2 (с расположением на 5 м выше);

выполнение объемов по подготовке ложа водохранилища до отметки 192,0 м к паводку 2012 г.;

оценка заторных процессов в нижнем бьефе.

Альтернативные дополнительные затраты на осуществление варианта 1. Для сброса расходов воды в нижний бьеф в период с октября 2011 г. по февраль 2012 г. используется водосброс № 1 без устройства глубинных водовыпусков. Сброс воды в нижний бьеф будет сопровождаться обледенением конструкций. Затраты на электрооборудование и обогрев поверхностей составит 123,5 млн. руб.

Риски по реализации варианта 1:

возможное отсутствие готовности ложа водохранилища до отметки 193,0 м в феврале 2012 г.;

необходимость выполнения дополнительных объемов работ (помимо заявленных работ пускового комплекса) в пусковой год;

опасность возникновения заторно-зajorных явлений и подтопления здания ГЭС и мероприятия по их предотвращению.

При модели пропуска расходов в период наполнения водохранилища по варианту 2. Пуск первых трех агрегатов в середине января 2012 г. Необходимы дополнительные затраты в объеме 177 млн. руб. на устройство восьми дополнительных глубинных водовыпусков, а также (как альтернатива в случае не введенных в эксплуатацию агрегатов № 1 – 3) 104,55 млн. руб. на устройство дополнительных водосбросов через проточные тракты агрегатов № 7, 8. Если не устраивать дополнительные водоспуски, то необходимы мероприятия по обогреву с затратами на электрооборудование и обогрев поверхностей около 150 млн. руб.

При модели пропуска расчетных расходов по варианту 3. Пуск первых трех агрегатов при отметке 178,0 м:

вариант 3.1 — при начале наполнения водохранилища с 1 января 2012 г. пуск 15 марта 2012 г.;

вариант 3.2 — при начале наполнения водохранилища с 15 января 2012 г. пуск 15 апреля 2012 г.;

вариант 3.3 — при начале наполнения водохранилища с 1 февраля 2012 г. пуск агрегата 30 апреля 2012 г.;

вариант 3.4 — при начале наполнения водохранилища с 1 марта 2012 г. пуск агрегата 15 мая 2012 г.

Устройства дополнительных водовыпусков не требуется. Затраты на обогрев составят от 2,98 млн. до 1,6 млн. руб. в зависимости от варианта.

Выводы

1. Усиление строительных конструкций Богучанской ГЭС из-за дополнительных ледовых нагрузок неконструктивно и по многим сооружениям уже невозможно.

2. В любом из вариантов пуск агрегатов возможен не ранее 15 января 2012 г.

3. Для безаварийного пуска и надежной эксплуатации Богучанской ГЭС в зимний период необходимы либо устройство дополнительных водовыпусков стоимостью 177 млн. руб., либо мероприятия по борьбе с обледенением стоимостью до 150 млн. руб. Помимо этого необходимы дополнительные гидравлические исследования и работы по проектированию конструкций тепловой защиты от обледенения. Существуют также риски срыва графика строительных работ пускового периода.

4. При начале наполнения водохранилища с 1 марта 2012 г. с пуском агрегатов 15 мая 2012 г. не требуется увеличения объемов бетонных работ по отношению к пусковому комплексу, не требуется устройства дополнительных водопропускных устройств, отсутствуют проблемы зимней эксплуатации водосбросных сооружений при значительных отрицательных температурах.

Даже в случае выполнения намеченных мероприятий по предотвращению оледенения конструкций пуск агрегатов в директивные сроки в декабре не снимает многих рисков. Пуск агрегатов крупнейшей строящейся гидроэлектростанции в РФ целесообразно выполнить без рисков. Как и во многих аналогичных случаях, предстоит нелегкий выбор между пуском станции в директивные сроки без финансовых потерь от недополученной прибыли и более поздним (на пять месяцев) надежным пуском агрегатов без риска.

О допущении кавитационных повреждений при разработке требований к поверхностям водосброса Ирганайского гидроузла

Абдарахманов М. А., главный инженер, Костин В. В., главный инженер проекта (Ирганайская ГЭС), Никулин Д. А., инженер (ОАО «Ленгидропроект»), Швайнштейн А. М., ведущий научн. сотрудник, кандидат техн. наук, Коротков Н. Н., ведущий инженер, Шкуропат А. Г., ведущий инженер (ОАО «ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева»)

Приведены основные сведения об эксплуатационном туннельном водосбросе Ирганайского гидроузла, а также требования к сглаживанию неровностей его обтекаемых поверхностей. Предлагается методика определения требований к поверхности водосброса с допущением кавитационных повреждений. Приведены результаты экспериментальных исследований и расчетов.

Ключевые слова: Ирганайский гидроузел, обтекаемые поверхности крутонаклонного участка водосброса, кавитационные повреждения, параметры потока, прямоугольные выступы, допустимая высота неровностей.

Эксплуатационный туннельный водосброс Ирганайского гидроузла, возведенного на р. Аварское Койсу в Республике Дагестан, состоит из водоприемника с сегментным затвором, крутонаклонного участка и отводящего туннеля. Этот водосброс предназначен для пропуска расчетных расходов $2000 \text{ м}^3/\text{с}$ в паводок обеспеченностью $0,01 \%$ и $1320 \text{ м}^3/\text{с}$ обеспеченностью $0,1 \%$. На всей длине тракта водосброс предназначен для пропуска расходов в безнапорном режиме течения. Перепад уровней воды на его крутонаклонном участке составляет около 75 м (рис. 1). Профиль входного оголовка водосброса очерчен по координатам Кригера с профилирующим напором $15,8 \text{ м}$. На расстоянии по горизонтали $20,61 \text{ м}$ водосброс сужается в плане с 18 до 8 м . В поперечном сечении крутонаклонный участок эксплуатационного туннельного водосброса (КУЭТВ) выполнен корытообразным со сводом, очерченным по дуге окружности с радиусом 4 м . Толщина железобетонной обделки крутонаклонного участка туннеля составляет $0,7 \text{ м}$, а защитный слой арматуры обделки не превышает $0,1 \text{ м}$. Подробнее его конструкция рассматривается в работе [1].

На основе гидравлических исследований, проводившихся ещё на стадии проекта, были сформулированы требования к обработке неровностей обтекаемой высокоскоростным потоком бетонной поверхности КУЭТВ исходя из предотвращения кавитации. Особых трудностей выполнение этого условия не встретило ни при предотвращении кавитации на равномерной естественной шероховатости бетонной поверхности, ни в случае уступов, а одиночные выступы и местные неровности (стержни арматуры и другие металлические элементы, крупные камни) необходимо было зачистить. Выполнение такого условия для выступов на наиболее кавитационноопасных участках — сразу ниже по

течению за сужением КУЭТВ в плане — могло быть достигнуто при их сглаживании под углом к бетонной поверхности меньшим 90° при высоте 4 и даже 2 мм . Сглаживание выступов бетонной поверхности такой высоты вряд ли реализуемо на площади обтекаемой поверхности водосброса, составляющей около 2200 м^2 , в том числе на боковых стенах около 1600 м^2 .

Методика определения требований к поверхности водосброса с допущением кавитационных повреждений. Более современной концепцией при разработке требований к сглаживанию местных неровностей на обтекаемой высокоскоростным потоком бетонной поверхности (в случае отсутствия специального подвода воздуха в пристенные слои потока) является допущение за неровностями ограниченного объема повреждений бетона за достаточно длительный промежуток времени. Для внедрения такого подхода проведен значительный объем исследований, который позволяет определить размеры повреждений бетона под воздействием кавитации. В работе [2] приведена методика расчета объема повреждений бетона при кавитационных воздействиях, а наиболее надежные данные для её применения включены в Справочное пособие [3]. При определении взаимосвязи между объемом кавитационных повреждений бетона за локальной неровностью на его поверхности (в данном случае за выступом) характеристиками потока и свойствами бетона сооружения используется формула, составленная Г. А. Воробьевым [3]:

$$T_0 = \frac{\left[1 + 0,75 \ln \frac{|W|}{Iz_n^2} \right] 10^{-4} \exp[\alpha(\beta - \beta_0)^2]}{\Phi \alpha i_{\text{ст}} \left(\frac{V_{\text{хар}}}{30} \right)^{6,5}}, \quad (1)$$

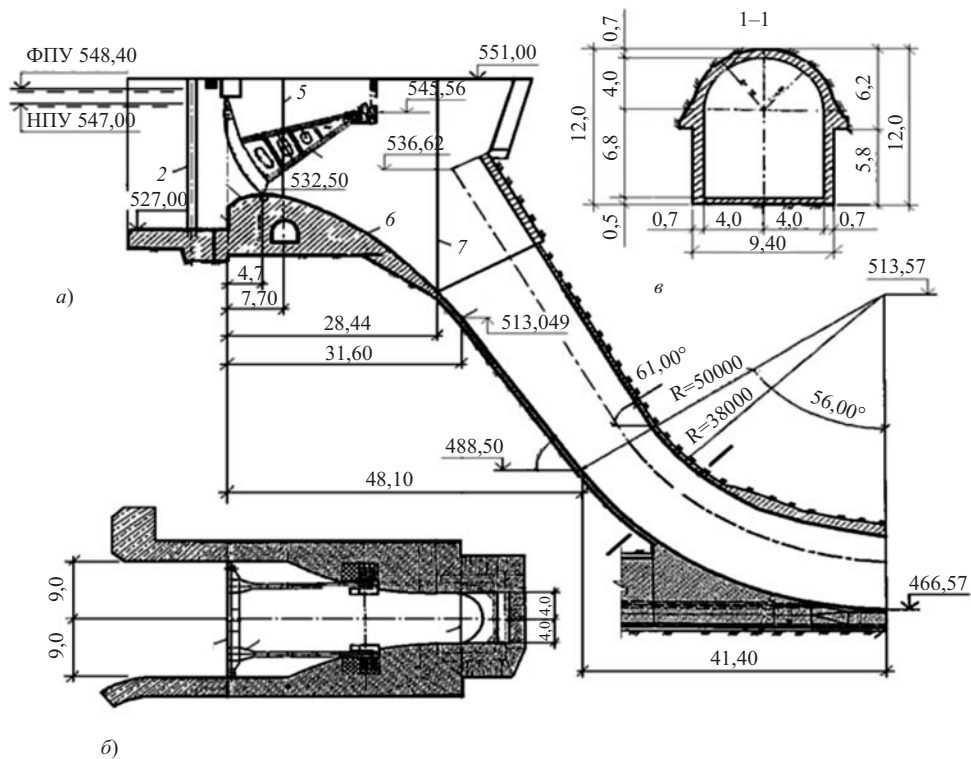


Рис. 1. Крутонаклонный участок эксплуатационного туннельного водосброса Ирганайского гидроузла:

а — продольный разрез по КУЭТВ; *б* — план входного участка КУЭТВ; *в* — поперечный разрез туннеля; 1 — водосливной оголовок; 2 — паз ремонтного затвора; 3 — напорная грань водосброса; 4 — основной рабочий затвор; 5 — начало сужения в плане; 6 — криволинейный профиль входного оголовка, очерченный по координатам Кригера; 7 — конец сужения; 8 — сопряжение криволинейного участка профиля с прямолинейным

где T_0 — ресурс кавитационных повреждений, являющийся временем, за которое повреждения бетона за выступом на его поверхности достигнут заданного объема $|W|$; l — ширина выступа в направлении, перпендикулярном направлению течения; z_n — высота выступа; a — эмпирический коэффициент, равный в случае кавитационной эрозии за выступом 20; $\beta = K/K_{кр}$ — параметр, характеризую-

щий стадию кавитации; $K_{кр}$ — критический параметр кавитации, который для прямоугольного в поперечном сечении выступа равен 2,3 [4]; $\beta_0 = 0,55$ — значение параметра, характеризующего стадию кавитации с наибольшей интенсивностью эрозии за прямоугольным выступом; Φ — эмпирический коэффициент, учитывающий формулу кавитирующего элемента и равный для прямоугольных выступов

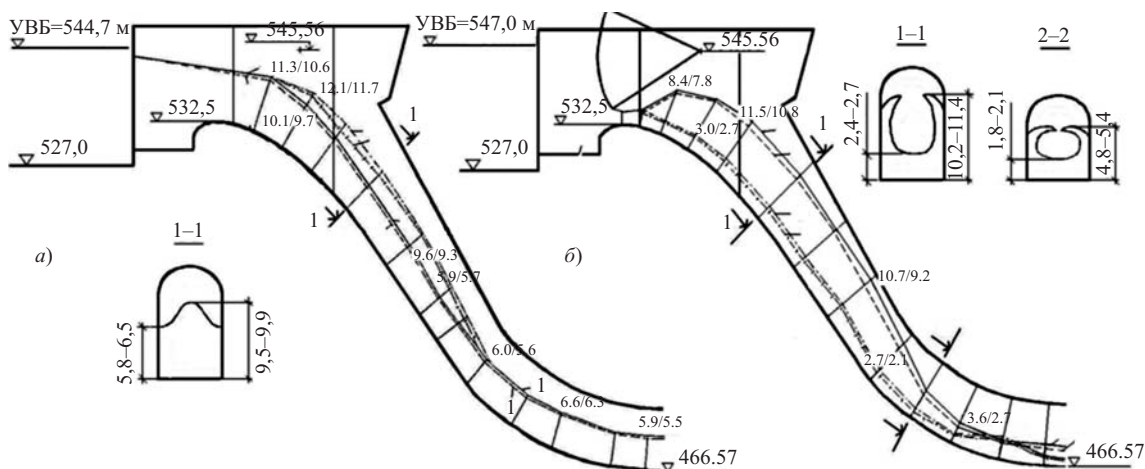


Рис. 2. Уровни воды на тракте КУЭТВ при полном открытии затвора и сбросе основного расчётного расхода $1320 \text{ м}^3/\text{с}$ (*а*) и при пропуске расхода в случае открытия затвора $e = 3 \text{ м}$, отм. НПУ = 547 м и $Q = 615 \text{ м}^3/\text{с}$ (*б*):

1 и 2 — максимальные и минимальные уровни воды у боковых стен туннеля; 3 и 4 — максимальные и минимальные уровни воды по оси туннеля

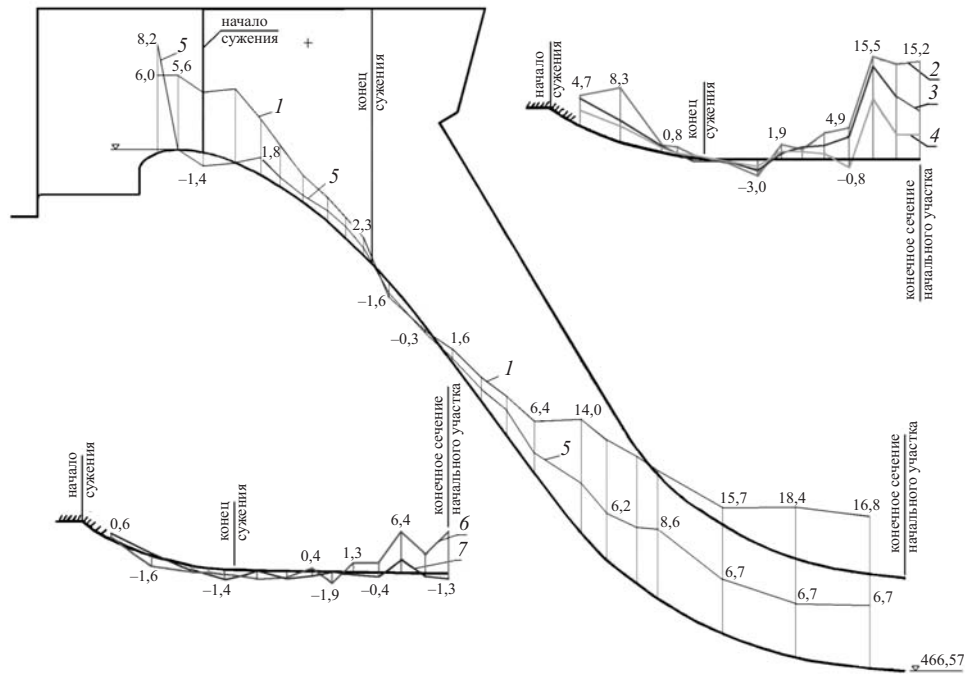


Рис. 3. Осреднённые пьезометрические напоры (м) на дне и боковых стенах КУЭТВ:

1, 2, 3, 4 — при полном открытии затвора соответственно на дне и на высоте боковых стен 0,6; 2,1; и 3,6 м; 5, 6, 7 — при открытии затвора, равном 3 м, отм. НПУ = 547 м и $Q = 615 \text{ м}^3/\text{с}$ на дне и на высоте боковых стен 0,6 и 2,1 м

1; α — коэффициент, учитывающий влияние на кавитационную эрозию степени аэрации пристенных слоев потока (при отсутствии аэрации $\alpha = 1$); $V_{\text{хар}}$ — скорость течения на уровне гребня выступа.

В формулу (1) входит ряд параметров, на определении которых следует специально остановиться. Такое рассмотрение является полезным при решении подобных задач для других водосбросных сооружений и позволяет очертить вопросы, касающиеся прогноза кавитационной эрозии на неровностях бетонных поверхностей, еще недостаточно разработанные.

Для расчета T_0 нужно задавать объем поврежденной обтекаемой бетонной поверхности за выступом $|W|$ (или их глубину) таким, чтобы он не оказался опасным для сооружения. Для КУЭТВ Ирганайского гидроузла были заданы относительно небольшие значения $|W|$ на единицу ширины выступа: 3, 10 и 30 дм^2 . По данным [3, рис. 4.19] такие значения $|W|/l$ ориентировочно соответствуют глубине кавитационных повреждений h_n , составляющих около 1,3 и 10 см. Таким образом, при $h_n = 10$ см они достигают несущей арматуры.

Формула для определения параметра кавитации имеет вид:

$$K = \frac{H_{\text{хар}} + H_a - H_{\text{к}}}{V_{\text{хар}}^2 / 2g}, \quad (2)$$

где $H_{\text{хар}}$ — характерный пьезометрический напор, который для сложного очертания КУЭТВ можно определить лишь экспериментально; $H_a = 9,7$ м — пьезометрический напор, соответствующий атмосферному давлению; $H_{\text{кр}} = 0,17$ м — пьезометрический напор, отвечающий давлению водяных паров.

Расчет $V_{\text{хар}}$ для выступов производился с использованием методики определения толщины пограничного слоя и распределения в нем осредненных скоростей течения [5]. Необходимые для выполнения таких расчетов средние скорости течения в поперечных сечениях по длине тракта КУЭТВ определялись на основе уравнения Бернулли, записанного для близко расположенных сечений в виде

$$Z_{i,i+1} + h_i \cos \alpha_i + \frac{V_i^2}{2g} = h_{i+1} \cos \alpha_{i+1} + \frac{V_{i+1}^2}{2g} + \frac{h_i}{r_i} \frac{V_i^2}{g} + \frac{V_{\text{ср}}^2}{c_{\text{ср}}^2} \frac{i_{i+1}}{R_{\text{ср}}}, \quad (3)$$

где $Z_{i,i+1}$ — возвышение дна сечения i над дном сечения $i+1$ (разность отметок дна в этих сечениях); h — глубина воды; V — средняя скорость потока; α — угол наклона дна КУЭТВ в соответствующем сечении к горизонту; r — радиус поворота дна туннеля в вертикальной плоскости; ε — коэффициент пропорциональности при изменении центробежной составляющей пьезометрического напора по длине поворота; $R = \omega/\chi$ — гидравлический ради-

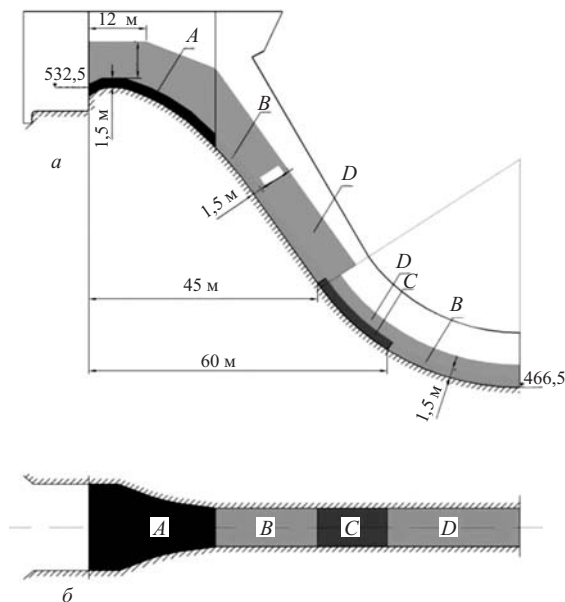


Рис. 4. Зоны обтекаемой бетонной поверхности начального участка эксплуатационного туннельного водосброса с различными требованиями к обработке поверхностей

ус, площадь и смоченный периметр поперечного сечения потока; l — расстояние между сечениями i и $i + 1$.

Коэффициент Шези для безнапорного потока вычислялся по формуле [6]

$$C = 25 \left(\frac{R}{k_3} \right)^{\frac{1}{6}}, \quad (4)$$

где k_3 — равномерная эквивалентная шероховатость. Для оценок центробежной составляющей пьезометрического напора по длине поворота использовалась составленная для диапазона углов поворота от 0 до 85–95° по данным [7] следующая эмпирическая формула:

$$\alpha = 1,2(\alpha/\beta)^{0,14}, \quad (5)$$

где α — угол поворота. Очевидно, что при $\alpha/360 \geq 0,27$ коэффициент $\alpha = 1$.

Средние значения параметров потока для сечений i и $i + 1$ в уравнении (3) принимались равными их полусумме.

Расчеты с использованием уравнения (3) для определения глубины воды и средних скоростей течения по длине КУЭТВ проводились для двух случаев, определяющих граничные условия в нулевом створе потока (практически на гребне водосброса):

для свободного истечения через гребень водосброса. В этом случае при расчетных расходах воды, благодаря близкому расположению сужения водосброса в плане к вершине оголовка, глубины

на гребне превышали критические. Поэтому эти глубины воды и соответственно средние скорости течения в нулевом створе устанавливались экспериментально;

для истечения через водослив при частичном открытии сегментного затвора. При таком типе истечения напор на гребне водосброса был постоянен и отвечал отметке НПУ ($H = 14,5$ м). В качестве граничной глубины h_0 принималась сжатая глубина, устанавливаемая по формуле [8]

$$h_0 = \frac{Q}{b_0 \sqrt{2g(H_0 - \frac{e}{2})}}, \quad (6)$$

где b_0 — пролет водосброса на гребне; e — открытие затвора.

В формуле (1) значение $\beta_0 = 0,55$ по данным экспериментальных исследований [2] соответствует максимальному развитию кавитационной эрозии за прямоугольным выступом. Для других форм неровностей значения β_0 отличаются от указанного и изменяются от 0,2 до 0,7. К числу неровностей, для которых отсутствуют значения β_0 , установленные на основании экспериментальных исследований достаточно достоверно, относятся и выступы, сглаженные под углом к основной поверхности бетона.

Сглаживание прямоугольных выступов приводит к уменьшению коэффициента Φ , учитывающего форму кавитирующего элемента. Наименьшие величины T_0 дают значения коэффициента формы при сглаживании прямоугольных выступов, определяемые по формуле [2]

$$\Phi = 3(\alpha/90)^{1,5}, \quad (7)$$

где α — угол сглаживания выступа.

Для существенного увеличения кавитационного ресурса T_0 угол сглаживания выступа должен быть весьма существенным. Так, сглаживание под углом 30 и 20° приводит к увеличению T_0 лишь в 2 и 3 раза, и лишь при углах 10 и 5° он увеличивается в 9 и 25 раз.

Размеры кавитационной эрозии уменьшаются при наличии у обтекаемой поверхности воздуха. В пределах КУЭТВ воздух может вовлекаться в поток лишь за счет самоаэрации высокоскоростного потока, методы учета которой разработаны применительно к плавноизменяющемуся движению. Оценки самоаэрации по методу, разработанному В. П. Троицким [3], показали, что в потоке даже при небольших открытиях затвора на гребне ($e \geq 0,5$ м) воздух у дна и в нижней части боковых стен отсутствует. Поэтому в расчетах T_0 было принято $\alpha = 1$.

Участки обтекаемой поверхности КУЭТВ Δl_i , в пределах которых значения кавитационного ресурса минимальны при высоте выступов 6 и 10 мм и заданном $|W|/l = 3 \text{ дм}^2$

| Условия работы КУЭТВ | $z_n = 6 \text{ мм}$ | | $z_n = 10 \text{ мм}$ | |
|--|---|------------------------------|---|------------------------------|
| | Границы участка Δl_i (м) с $T_{\text{оми}} \text{ сут}$ | $T_{\text{оми}} \text{ сут}$ | Границы участка Δl_i (м) с $T_{\text{оми}} \text{ сут}$ | $T_{\text{оми}} \text{ сут}$ |
| Свободный перелив $Q = 2000 \text{ м}^3/\text{с}$ | 31 – 48 | 2200 | 40 – 52 | 540 – 940 |
| Свободный перелив $Q = 1320 \text{ м}^3/\text{с}$ | 31 – 48 | 2200 | 38 – 48 | 710 – 1500 |
| НПУ, $e = 6,0 \text{ м}$ | 29 – 48 | 1800 | 44 – 49, 57 – 61 | 560 – 940 |
| НПУ, $e = 4,5 \text{ м}$ | 23 – 48 | 1500 | 44 – 49, 57 – 61 | 610 – 810 |
| НПУ, $e = 3,0 \text{ м}$ | 5 – 12, 21 – 89 | 1600 | 44 – 70 | 490 – 940 |
| НПУ, $e = 2,0 \text{ м}$ | 5 – 12, 21 – 89 | 1500 | 44 – 89 | 470 – 810 |
| НПУ, $e = 1,0 \text{ м}$ | 5 – 12, 21 – 89 | 1500 | 44 – 89 | 640 – 930 |
| НПУ, $e = 0,5 \text{ м}$ | 5 – 12, 21 – 89 | 3200 | 44 – 70 | 1200 – 1500 |

Интенсивность кавитационной эрозии $i_{\text{ст}}$ определяется свойствами бетона. По данным ОАО “Чиркейгэсстрой” КУЭТВ возводился из бетона класса В30, имеющего ОК = 8...10 см, В/Ц = 0,36. Расход материалов на 1 м³ бетона составлял: сульфатостойкий цемент марки 500 – 540 кг, песок — 660 кг, гравийно-щебеночная смесь с фракциями 5 – 20 мм — 1030 кг, вода — 162 кг, 5-процентный раствор добавки С-3 – 32,4 кг. По контрольным испытаниям образцов бетона фактическая прочность на сжатие (кубиковая прочность) в возрасте 28 суток составляла 36,1 – 38,8 МПа, а ожидаемая прочность на сжатие в возрасте 180 суток — 39,7 – 42,7 МПа.

Для оценки значений $i_{\text{ст}}$ в публикациях содержится весьма ограниченный набор данных исследований. На основании [3] для бетона среднего качества с призменной прочностью $R = 25 \text{ МПа}$ рекомендуется принимать $i_{\text{ст}} = 2 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3/\text{с}$. По табл. 4.8, п. 2 Справочного пособия [3] при минимальном значении призменной прочности бетона в возрасте 180 суток $R = 39,7 \text{ МПа}$ и при минимальных значениях коэффициента пропорциональности, показателя степени и свободного члена в формуле этого пункта получаем коэффициент относительной стойкости бетона $N = 2,54$ и $i_{\text{ст}} = 0,79 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3/\text{с}$. По формуле 4.20 [3] для бетона класса В25 на портландцементе с песчаным мелким заполнителем и с заполнителем из щебня с крупностью до 20 мм при указанной выше призменной прочности $i_{\text{ст}} = 0,85 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3/\text{с}$. Для оценок T_0 было принято большее значение

$i_{\text{ст}} = 0,85 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3/\text{с}$. Некоторому уменьшению $i_{\text{ст}}$ должно способствовать введение в состав бетона пластификатора, но с другой стороны прочность бетона вблизи обтекаемой поверхности КУЭТВ может оказаться ниже полученной кубиковой прочности.

Оценка T_0 дает возможность установить время, за которое должен произойти заданный объем повреждений за выступом определенной высоты для фиксированных условий работы КУЭТВ: сбросного расхода (или отг. УВБ) и открытия затвора. В зависимости от притока воды в водохранилище и его емкости эксплуатационным водосбросом гидроузла осуществляется пропуск различных расходов воды при ряде открытий основного рабочего затвора. Оценка объема кавитационной эрозии бетонной поверхности за выступом определенной высоты, сравнимая с её заданным объемом в любой фиксированной точке при указанных режимах пропуска расходов, может быть выполнена на основе определения наработки кавитационного ресурса на заданный объем кавитационной эрозии (НКР) исходя из следующего соотношения:

$$H_{\text{ине}_k} = \sum_{e_{ki}}^{e_k=e_{km}} \frac{t_{\text{ое}_k}}{T_{\text{оине}_k}} \leq 1, \quad (8)$$

где $t_{\text{ое}_k}$ и $T_{\text{оине}_k}$ — время работы сооружения при каждом режиме работы водосброса e_k и кавитационный ресурс бетонной поверхности за выступом определенной высоты i в фиксированной точке поверхности n при том режиме работы водосброса. При $H_{\text{ине}_k} < 1$ кавитационный ресурс бетонной по-

Высота выступов прямоугольного очертания z_n и соответствующий ей участок сливной грани Δl_i , на котором значение наработки составляет около 0,1 при заданном объеме повреждений бетонной поверхности 3 дм^3 на 1 дм ширины сооружения (для прогнозного случая пропуска расходов в течение 74 лет)

| Границы участка Δl_i , м | На сливной грани (дне) КУЭТВ | | На расстоянии от сливной грани ортогонально дну КУЭТВ | | | | | | | |
|----------------------------------|------------------------------|---------------|---|---------------|------------|---------------|------------|---------------|------------|-------|
| | | | 0,6 м | | 2,1 м | | 3,6 м | | 5,1 м | |
| | z_n , мм | H_i | z_n , мм | H_i | z_n , мм | H_i | z_n , мм | H_i | z_n , мм | H_i |
| 6 – 13 | 10 | 0,032 – 0,062 | 10 | 0,029 | 30 | 0,085 | 30 | 0,066 | 30 | 0,001 |
| 13 – 21 | 15 | 0,064 – 0,073 | 15 | 0,099 | 30 | 0,078 | 30 | 0,064 | 30 | 0,001 |
| 21 – 26 | 10 | 0,018 – 0,068 | 10 | 0,065 – 0,086 | 30 | 0,058 – 0,071 | 30 | 0,066 | 30 | 0,066 |
| 26 – 44 | 8 | 0,016 – 0,103 | 8 | 0,025 – 0,127 | 30 | 0,065 – 0,092 | 30 | 0,078 – 0,094 | 30 | 0,002 |
| 44 – 62 | 6 | 0,098 – 0,123 | 6 | 0,128 | 30 | 0,011 – 0,075 | 30 | 0,007 – 0,080 | - | - |
| 62 – 89,5 | 8 | 0,049 – 0,091 | 8 | 0,065 – 0,105 | 30 | 0,006 | 30 | 0,005 | - | - |

верхности не выработан и объем повреждений бетонной поверхности должен быть меньше заданного, а при $H_{inek} > 1$ кавитационный ресурс исчерпан и повреждения должны превышать заданные.

Информация, приведенная в этом разделе о различных параметрах, влияющих на размеры кавитационной эрозии бетонной поверхности за выступами, обтекаемой высокоскоростным потоком, свидетельствует о том, что в какой-то мере обоснованные их значения имеются для прямоугольных в поперечном сечении выступов. Даже в этом случае некоторые параметры следует принимать с запасом таким образом, чтобы повреждения бетона не стали опасными для сооружения.

Значения ряда параметров, необходимые для определения ресурса кавитационной эрозии для сглаженных выступов на бетонной поверхности (прежде всего это касается Φ и β_0) нуждается в дальнейшей экспериментальной отработке. Поэтому на настоящем этапе изученности этой проблемы для разработки требований к допускаемой высоте выступов и их сглаживанию на обтекаемой высоко-

скоростным потоком поверхности бетона КУЭТВ применим следующий паллиативный подход:

предельная высота прямоугольных выступов будет приниматься из условия, что НКР не должна превышать заданную;

выступы с высотой больше предельной должны сглаживаться из условия предотвращения кавитации.

Требуемый угол сглаживания выступа для снижения значения критического параметра кавитации определяем по формуле [4]

$$\text{tg}^{0,7}\theta = K_{кр}/2,3, \quad (9)$$

где θ — угол наклона торцевой плоскости уступа к поверхности водосброса.

При формулировании требований к неровностям бетонной поверхности типа равномерной естественной шероховатости, уступов по потоку и плавных выступов исходим из условия предотвращения кавитации. Значения критических парамет-

Наработка на кавитационную эрозию объемом 3 дм^3 на 1 дм ширины сооружения в паводочно-паводочные периоды различной обеспеченности для прямоугольных выступов рекомендуемой высоты, расположенных на сливной грани КУЭТВ

| Границы участка Δl_i , м | z_n , мм | Диапазон изменения наработки в периоды обеспеченностью | | |
|----------------------------------|------------|--|---------------|---------------|
| | | 1 % | 0,1 % | 0,01 % |
| 6 – 26 | 10 | 0,001 – 0,005 | 0,001 – 0,008 | 0,001 – 0,014 |
| 26 – 44 | 8 | 0,001 – 0,010 | 0,002 – 0,015 | 0,003 – 0,014 |
| 44 – 62 | 6 | 0,010 – 0,012 | 0,014 – 0,018 | 0,036 – 0,045 |
| 62 – 89,5 | 8 | 0,007 – 0,013 | 0,008 – 0,018 | 0,031 – 0,046 |

Требования к обработке неровностей обтекаемой поверхности бетона начального участка эксплуатационного туннельного водосброса Ирганайского гидроузла (допускаемая высота неровностей)

| Неровности | Зона обтекаемой поверхности КУЭТВ | | | |
|--|--|---|---|--------------------------|
| | <i>A</i> | <i>B</i> | <i>C</i> | <i>D</i> |
| Отдельные выступающие местные неровности (крупные камни, брызги сварки, стержни арматуры, остатки металлоконструкций, плохо зачищенные швы опалубки с острой верхней кромкой и т.д.) | Должны быть срезаны, а поверхность тщательно зачищена | | | |
| Уступы по потоку | Прямоугольные высотой до 30 мм | | | |
| Плавные выступы (наплывы бетона, прогибы опалубки) | При высоте выступов допускаемые уклоны 15 мм — 1:7, 20 мм — 1:9 | При высоте выступов допускаемые уклоны 20 мм — 1:15, 30 мм — 1:20 | При высоте выступов допускаемые уклоны 15 мм — 1:15, 20 мм — 1:20, 30 мм — 1:40 | |
| Выступы навстречу потоку | До 10 мм — прямоугольные; до 15 мм — с уклоном 1:3,5, до 20 мм — с уклоном 1:4,5 | До 8 мм — прямоугольные, до 15 мм — с уклоном 1:6, до 20 мм — с уклоном 1:7 | До 5 мм — прямоугольные, до 10 мм — с уклоном 1:4,5, до 15 мм — с уклоном 1:6, до 20 мм — с уклоном 1:8 | До 30 мм — прямоугольные |

ров кавитации установлены для таких неровностей по данным [3, 5].

Экспериментальные исследования на модели и расчеты для определения параметров потока на тракте КУЭТВ. Экспериментальные исследования КУЭТВ Ирганайского гидроузла проводились на модели масштаба 1:60, выполненной из оргстекла. На модели визуально оценивался режим течения, измерялись пропускная способность и осредненные пьезометрические напоры (ОПН), а также определялись глубины потока. Значения расходов воды устанавливались с помощью измерительного водослива. Для измерения на дне и боковых стенах было предусмотрено более 80 пьезометров, глубины оценивались с помощью линейки.

На основе экспериментальных исследований установлено следующее:

1) построенная конструкция КУЭТВ обеспечивает по всей его длине безнапорный режим течения. При расчетных расходах и свободном истечении через водосливной оголовок за сужением тракта в плане возникают косые волны (рис. 2, а). Ниже по течению они соединяются у оси сооружения и образуют гребень над свободной поверхностью. Его высота уменьшается в направлении течения, а вырождается он в пределах поворота тракта. Высокие гребни у боковых стен КУЭТВ возникают непосредственно за частично открытым затвором. Их наибольшая высота зафиксирована, если $e = 3$ м (рис. 2, б). Верхняя часть гребней уже на модели имеет довольно рыхлую структуру. Выполненные

измерения глубин дают общее представление о высоте, на которой поток контактирует с боковыми стенами КУЭТВ;

2) в пределах планового сужения водосброса при свободном истечении через его гребень (в случае расчетных расходов) значения ОПН на дне снижаются в направлении течения, но вакуумов здесь не наблюдается (рис. 3). При частичных открытиях затвора вблизи гребня зафиксирована зона с давлениями меньше атмосферного, а ниже по длине сужения давления в основном выше атмосферного;

3) непосредственно за сужением тракта КУЭТВ в плане на расстоянии 28 – 35 м от напорной грани водосброса давления на дне снижаются по сравнению с атмосферным. Если затвор открыт полностью, то вакуумы здесь достигают 3,6 м ($Q = 2000 \text{ м}^3/\text{с}$) и 1,6 м ($Q = 1320 \text{ м}^3/\text{с}$). Близкие к этим вакуумы зафиксированы в этой зоне, когда открытия затвора составляют 6; 4,5 и 3 м. С уменьшением открытия затвора они существенно снижаются;

4) за створом, удаленным по горизонтали на 35 м от напорной грани водосброса, избыточные значения ОПН возрастают в направлении течения. Особенно существенны значения ОПН в пределах поворота, они здесь становятся большими с ростом расхода;

5) изменение ОПН вдоль боковых стен КУЭТВ при свободном истечении через гребень водосброса аналогично имеющемуся на дне, но по мере приближения к свободной поверхности значения давлений приближаются к атмосферному. Когда затво-

ры водосброса открыты частично, практически по всей длине сужающегося участка КУЭТВ зафиксированы вакуумы.

Сложное изменение глубины по ширине потока, наличие гребней и их раздробленность исключают возможность определения площади поперечных сечений потока и его средних скоростей на основе экспериментальных исследований. Эти скорости используются в кавитационных расчетах для определения характерных скоростей у неровностей поверхности. Средние скорости течения по длине потока были рассчитаны с использованием уравнения (3) и граничных условий, указанных в “Методике определения ...” (см. выше). На модели КУЭТВ глубины основного потока у боковых стен при свободном истечении через гребень водосброса и по оси потока при частичных открытиях затвора на его гребне были в основном несколько меньше полученных расчетом. Это уменьшение глубин компенсируется наличием гребней над основным потоком. Во всяком случае, такое соотношение средних глубин по данным расчета и модели и соотношение средних скоростей течения гарантируют, что риск кавитационных явлений не может быть преуменьшен.

Прогноз продолжительности работы водосброса Ирганайского гидроузла при пропуске различных расходов

Продолжительность работы водосброса при различных расходах необходима для оценки наработки его бетонной поверхности за выступом на кавитационную эрозию. Прогноз продолжительности пропуска различных расходов был осуществлен с использованием данных гидрологических наблюдений с 1930 до 2006 г. Имелись данные наблюдений за 74 года. На этой основе отдел перспективного проектирования ОАО “Ленгидропроект” выполнил расчеты возможного времени работы постоянного водосброса при различных открытиях основного рабочего затвора за 74 года наблюдений и в половодно-паводочные периоды обеспеченностью 1; 0,1 и 0,01 % с г. п. Если условно разделить открытия основного затвора на малые (0,5 – 2,0 м), средние (2,5 – 4,0 м) и большие (с 4,5 м и до полного), то можно отметить следующие особенности, связанные с продолжительностью пропуска расходов через этот водосброс:

1) среднегодовая продолжительность его работы составляет около 5 суток;

2) большую часть времени работа водосброса должна осуществляться при малых открытиях затвора. От общей продолжительности работы водосброса t это время будет составлять за 74 года пропуска расходов 98,5 % ($t_{74} = 356$ суток). В половодно-паводковые периоды обеспеченностью 1; 0,1 и 0,01 % эта продолжительность будет достигать соответственно около 90 ($t_1 \% = 28,2$ сутки), 87

($t_{0,1\%} = 44,6$ суток) и 80% ($t_{0,01\%} = 82,8$ суток) от всего времени пропуска расходов. Такие условия работы водосброса свидетельствуют о том, что наработка на кавитационную эрозию обтекаемой бетонной поверхности дна и нижней части боковых стен должна быть существенно большей, чем верхней части боковых стен;

3) лишь малая часть t прогнозируется при больших открытиях основного затвора. Она составляет от t по прогнозу за 74 года пропуска расходов около 0,4 %, а за половодно-паводковые периоды указанной выше обеспеченности соответственно близко к 0; 0,2 и 10 % от t .

Оценка ресурса кавитационных повреждений за прямоугольными выступами различной высоты. Нарботка кавитационного ресурса за этими выступами и рекомендации по допустимой высоте неровностей бетонной поверхности. Оценки ресурса кавитационных повреждений T_0 и НКР H_i за прямоугольными выступами различной высоты в различных зонах по длине КУЭТВ при различных условиях работы водосброса выполнялись по методике, изложенной в начале статьи.

Анализ результатов расчетов T_0 проводился при рассмотрении его минимальных значений при заданном $|W|/l = 3$ дм² для значений прямоугольных выступов z_n , равных 6 и 10 мм (табл. 1). За пределами указанных участков КУЭТВ Δl_i , границы которых отчитываются по горизонтали от напорной грани водосброса, значения T_0 были большими приведенных в табл. 1. Эти минимальные значения $T_{0\text{мин}}$ сравнивались с прогнозной суммарной продолжительностью работы эксплуатационного водосброса при различных открытиях рабочего затвора за период 74 года (t_{74}), в который проводились гидрологические наблюдения, и в годы с половодно-паводковыми периодами различной обеспеченности. При $z_n = 6$ мм значения $T_{0\text{мин}}$, по крайней мере, в 4,5 – 5 раз выше t_{74} и в 15 – 20 раз выше $t_{0,01\%}$. Уже это сравнение указывает на допустимость прямоугольных выступов высотой около 5 мм на всей длине КУЭТВ, при этом объем повреждений в бетонной поверхности за выступом в этих условиях не должен превышать 3 дм³ на 1 дм ширины сооружения. Подобное сравнение $T_{0\text{мин}}$ для выступов высотой 10 мм свидетельствует о такой же возможности на некоторых участках КУЭТВ.

Оценка суммарного воздействия, вызывающего кавитационную эрозию обтекаемой поверхности бетона при различных условиях работы КУЭТВ, выполнялась на основании расчета по формуле (8) НКР. Допускаемые значения суммарной наработки были приняты с запасом $H_{\text{мин}} = 0,1$. Назначение $H_{\text{мин}}$ существенно меньше единицы было обусловлено несколькими основными причинами:

рассматриваемый подход содержит элементы риска, связанные с недостаточной разработанностью проблемы и неопределенностью значений некоторых исходных параметров;

наличие в составе гидроузла единственного водосброса с одним пролетом, который в отдельные годы должен обеспечить пропуск воды в течение 2 – 3 месяцев;

малая толщина железобетонной обделки КУЭТВ на наиболее кавитационно опасном участке (рис. 1);

возможное несоответствие реальных схем маневрирования основным рабочим затвором по сравнению с рассматриваемой прогнозной.

С учетом этих положений и результатов расчетов в табл. 2 приведены высоты прямоугольных выступов, для которых значения H_i для различных открытий затвора за 74 года наблюдений за стоком были меньше 0,1 или близки к этому.

На основе этой таблицы и данных о наработке на кавитационную эрозию H_{ie} для прямоугольных выступов в основном той же высоты, что в табл. 2, за половодно-паводочные периоды с обеспеченностью 1; 0,1 и 0,01 % (табл. 3) можно принять, что на дне КУЭТВ и его боковых стенах на высоте до 1,5 м от дна допустимы прямоугольные выступы в зоне *A* высотой 10 мм, в зонах *B* высотой 8 мм и в зоне *C* высотой до 5 мм (рис. 4).

По этим же данным на боковых стенах КУЭТВ на высоте более 1,5 м в пределах их обтекаемой поверхности можно допускать выступы прямоугольного очертания высотой $z_n = 30$ мм.

При высоте прямоугольных выступов в зонах *A*, *B* и *C*, превышающей допустимую, рекомендуется из условия предотвращения кавитации выполаживать их торцевую грань. Угол наклона этой грани устанавливался по формуле (9). Из этого же условия была определена допускаемая высота для уступов на поверхности бетона, а также допустимые уклоны плавных выступов (волнистости). Все рекомендации по допускаемым размерам неровностей обтекаемой поверхности бетона КУЭТВ для зон его поверхности, изображенных на рис. 4, приведены в табл. 4. Было также установлено, что кавитация на равномерной естественной шероховатости бетонной поверхности не должна возникать.

Указанные выше требования к наработке на кавитационную эрозию сформулированы из заданного объема повреждений за выступом на бетонной поверхности КУЭТВ, составляющего $|W|/l = 3$ дм². Увеличение заданного объема эрозии приводит к увеличению ресурса T_0 , который в соответствии с формулой (1) изменяется пропорционально $[1 + 0,75 \ln \frac{|W|}{lz_n^2}]$. Оценка изменения T_0 с увеличением

$|W|/l$ с 3 до 10 и 30 дм² свидетельствует, что он возрастает при различных режимах работы водосброса у водосливного оголовка с 1,1 до 1,2 – 1,25 м раз, а в конце сливной грани от 1,15 – 1,3 до 1,4 – 1,55 раз. Соответствующим образом уменьшается наработка H_i на кавитационную эрозию. В то же время нужно принимать во внимание, что такое увеличение заданного объема кавитационной эрозии вызывает рост её глубины с 1 до 3 – 3,5 и 10 см. В последнем случае она распространяется до арматуры обделки туннеля.

В верхней части боковых стен КУЭТВ допускаются прямоугольные выступы высотой до 30 мм. Такие рекомендации стали возможными благодаря тому, что в рассматриваемых схемах маневрирования затвором продолжительность его работы при полном и близких к нему открытиях ($e = 6...7$ м) невелика, и сбросной поток относительно недолго взаимодействует с этой частью боковых стен. В зоне перед поворотом в вертикальной плоскости и в начале его кавитационный ресурс боковых стен при указанных открытиях затвора составляет не более 150 – 200 сут. Это обстоятельство следует учитывать при уточнении схем маневрирования затвором водосброса.

Необходимо иметь в виду, что при принятой схеме маневрирования затвором увеличение высоты прямоугольных выступов в зоне *A* с 10 до 15 – 20 мм, в зоне *B* с 8 до 10 – 15 мм и в зоне *C* с 5 до 8 – 10 мм приводит к росту наработки на кавитационную эрозию со значения, составляющего около 0,1, примерно в 2 – 3 и в 3 – 5 раз.

Выводы

1. Сравнение параметров кавитации, определенных на основе экспериментальных исследований на модели и гидравлических расчётов, с их критическими значениями позволило установить предельные размеры неровностей различного типа (выступов, уступов, плавных выступов, равномерной естественной шероховатости) на обтекаемой поверхности крутонаклонного участка эксплуатационного туннельного водосброса Ирганайского гидроузла из условия предотвращения кавитации. Исходя из этой концепции пришлось бы сглаживать прямоугольные выступы высотой 4, а иногда и 2 мм, что практически мало реально.

2. Предельные размеры и форма выступов на обтекаемой бетонной поверхности КУЭТВ определялись с использованием паллиативного подхода. Предельная высота прямоугольных выступов устанавливалась на основе допущения об ограниченном объеме кавитационных повреждений за значительный период пропуска расходов. При этом рассчитывалась кавитационная наработка наперёд за-

данного объёма повреждений бетона с учётом кавитационного ресурса прямоугольных выступов и прогнозной продолжительности работы водосброса при различных сбросных расходах. Эта продолжительность получена с использованием имеющегося ряда гидрологических наблюдений. Такой подход позволил увеличить допускаемую высоту прямоугольных выступов и на ряде участков обтекаемой поверхности КУЭТВ довольно существенно.

3. При превышении высоты прямоугольных выступов по сравнению с предельной рекомендовалось их сглаживать из условия недопущения кавитации. Использование такого паллиативного подхода обусловлено отсутствием надёжных данных о некоторых параметрах для сглаженных выступов, входящих в формулу для определения ресурса кавитационной эрозии.

4. Дальнейший прогресс в определении кавитационного ресурса различного типа неровностей обтекаемых бетонных поверхностей может быть получен лишь на основе экспериментальных исследований, проведенных на специальных установках, и данных натурных наблюдений. Такие исследования вряд ли могут быть привязаны к какому-либо конкретному гидроузлу из-за их большого объёма и значительной продолжительности. Они должны быть направлены как на уточнение кавитационной сопротивляемости различных бетонов, так и на

рассмотрение кавитационных условий работы различных типов неровностей.

Список литературы

1. *Нейковский А. А., Рубинштейн Г. Л.* Строительно-эксплуатационный водосброс Ирганайской ГЭС, конструкция и гидравлические исследования // Гидротехническое строительство. 2002. № 12.
2. *Воробьев Г. А.* Защита гидротехнических сооружений от кавитации. — М.: Энергоатомиздат, 199.
3. *Гидравлические расчёты водосбросных гидротехнических сооружений: Справочное пособие.* — М.: Энергоатомиздат, 1988.
4. *Новикова И. С., Семенов В. М.* Допустимые неровности на поверхности водосбросных сооружений из условия отсутствия кавитационной эрозии // Материалы конференций и совещаний по гидротехнике: Методы исследований и гидравлических расчётов водосливных гидротехнических сооружений. — Л.: ВНИИГ, 1985.
5. *Рекомендации по учёту кавитации при проектировании водосбросных сооружений: ПЗ8 – 75 / ВНИИГ.* 1976.
6. *Рекомендации по расчёту потерь напора по длине водоводов гидроэлектростанций: П91 – 80 / ВНИИГ.* 1981.
7. *Жаров Н. И.* О закономерностях изменения продольных скоростей жидкости и гидродинамических давлений в криволинейных водоводах // Материалы конференций и совещаний по гидротехнике. — Л.: ВНИИГ, 1978. Вып. 120.
8. *Рекомендации по гидравлическому расчёту водосливов. Ч. 1. Прямые водосливы: П18-74 / ВНИИГ.* 1974.

Об измерениях напряжений в арматуре массивных железобетонных конструкций

Александров Ю. Н., кандидат техн. наук (Саяно-Шушенская ГЭС)

В элементах напорного тракта Саяно-Шушенской ГЭС для измерения действующих напряжений в арматуре установлены датчики одного типа — ПСАС-40. Во многих случаях эти датчики установлены с нарушениями требований нормативных документов. Несоответствие номинального сечения датчика поперечному сечению арматуры, в которой производится измерение напряжения, приводит к существенному искажению результатов измерений. При этом напряжения в продольной, относительно тонкой арматуре при обработке результатов измерений по существующей методике оказываются завышенными, а напряжения в кольцевой арматуре, относительно большего диаметра, оказываются заниженными.

Ключевые слова: натурные наблюдения, датчик ПСАС, сила, напряжение, арматура, достоверность измерений.

Закладная телеметрическая контрольно-измерительная аппаратура (КИА) при ее корректной работе дает незаменимую информацию о напряженно-деформированном состоянии (НДС) элементов гидротехнических сооружений. Вопрос о корректности проведенных измерений всегда имеет место при анализе натуральных данных из-за ряда факторов, снижающих достоверность этих результатов. Достоверность получаемых при анализе выводов должна основываться на обобщении результатов измерений в нескольких точках, если есть такая возможность, а так же на сопоставлении с данными других видов наблюдений, теоретических предпосылок или расчетов. Очень важны изучение конструктивных особенностей сооружения в месте установки датчика и знание устройства средств измерения.

Есть примеры, когда на полученные при измерениях результаты влияла ошибка, допущенная при установке КИА, не оцененная впоследствии при задании методики обработки данных измерений и, как оказывается, не выявленная при анализе натуральных данных на протяжении десятков лет. Речь идет об измерении усилий в арматурных стержнях сталежелезобетонной облицовки турбинных водоводов и в агрегатных блоках Саяно-Шушенской ГЭС (СШГЭС).

В элементах напорного тракта, описание которого можно найти, например, в [1, 2], установлено два слоя арматуры. В каждом слое окружная, более массивная арматура диаметром 40 мм и более используется для восприятия совместно с металлической оболочкой основного силового фактора — внутреннего давления воды в трубопроводе. Продольная арматура менее мощная, со стержнями диаметрами менее 40 мм, работает на сжатие, поскольку сам трубопровод сжат в продольном направлении и работает совместно с бетонным массивом низовой грани плотины.

В технических отчетах разных научных организаций 1998, 1999, 2002, 2006, 2008 гг. постоянно отмечалось, что полученные по результатам измерений напряжения в окружной арматуре значительно меньше, чем предполагалось. Характерна для понимания этой проблемы цитата (1998 г.): “Наблюдаемый уровень кольцевых напряжений в оболочке

и арматуре на ГА-4 настолько низок, что остается неясным, какой конструктивный элемент несет суммарное растягивающее усилие от внутреннего давления. Бетон такую часть растягивающего усилия принять на себя не может”.

В то же время в продольной арматуре измеренные напряжения отличались чрезмерно высоким уровнем, что иногда служит поводом к ошибочным оценкам величины продольной сжимающей силы, воспринимаемой водоводом, к завышенной оценке сжимающих напряжений в бетоне облицовки, якобы достигающих предела прочности на сжатие [2].

Для объяснения несоответствия результатов наблюдений предлагались такие варианты:

- наличие фрагментов сплошного бетона в месте установки датчика (в случае низких напряжений);
- наличие трещин в бетоне (когда напряжения высоки);
- несовершенство формы металлических элементов;
- наличие зазора между оболочкой и железобетонной облицовкой водовода (т.е. их несовместная работа) и т.д.

Представляется, что факты завышения и занижения значений напряжений, полученные при измерениях, следует связать с величиной диаметров контролируемых арматурных стержней.

Датчик ПСАС и его установка в арматуре.

Для измерения усилий в арматуре используется ПСАС — преобразователь силы арматурный струнный [3]. Его применение, как и методика обработки результатов измерений, установлено рядом нормативных документов [4–7]. Приборы типа ПСАС претерпели ряд модификаций. В отличие от ПСАС приборы ПСАС-М допускают измерение нагрузок сжатия в большей степени, а ПСАС-ТМ допускают еще и измерение температуры в месте установки, что позволяет учитывать поправки на этот фактор. Согласно [5] “метод измерения силы растяжения арматуры основан на ее однозначной связи с осевой деформацией растягиваемого силой арматурного стержня и осуществляется введением в разрыв контролируемого стержня упругого трубчатого элемента **равного с ним сечения** со струнным тензопреобразователем внутри.”

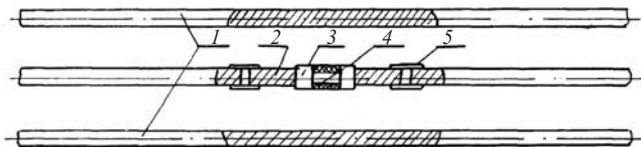


Рис. 1. Установка преобразователя силы арматурного струнного (ПСАС):

1 — рабочая арматура; 2 — удлинитель ПСАС; 3 — корпус ПСАС; 4 — изоляция; 5 — ванный стык

В конструкции датчика следует выделить три элемента (рис. 1), два удлинителя 2 и собственно датчик 3. Эти три элемента в совокупности представляют новый фрагмент (длиной примерно 600 мм), который заменяет часть арматурного стержня и фиксируется при помощи сварного соединения. Жесткость этого фрагмента на осевое растяжение имеет ключевое значение для рассматриваемого вопроса, но является неизвестной величиной. К сожалению, нигде в просмотренной документации не отражена информация о геометрических параметрах датчика, кроме габаритных, и в дальнейшем условно принимается, что цифра 40 (как и 28, 20) в обозначении типа датчика соответствует номинальному диаметру эквивалентного по жесткости сечения цилиндрического стержня. В приведенной выше цитате [5] необходимо подчеркнуть важность указания *“равного с ним сечения”*. Именно в этой формулировке заложено объективное требование о равенстве жесткостей датчика и арматурного стержня на растяжение.

На практике сечение арматуры и номинальное сечение датчика не совпадают довольно часто. На

Соотношение жесткостей поперечного сечения датчика ПСАС-40 и арматурных стержней

| Диаметр арматуры, мм | Количество датчиков, шт | Итого | | $m = F_{дат}/F_{арм}$ |
|----------------------|-------------------------|-------|------|-----------------------|
| | | шт | % | |
| 14 | 9 | 140 | 35,7 | 8,16 |
| 18 | 5 | | | 4,94 |
| 20 | 29 | | | 4,00 |
| 22 | 1 | | | 3,31 |
| 24 | 13 | | | 2,78 |
| 25 | 44 | | | 2,56 |
| 28 | 12 | | | 2,04 |
| 32 | 27 | 1,56 | | |
| 40 | 95 | 95 | 24,2 | 1,00 |
| 50 | 14 | 157 | 40,1 | 0,64 |
| 60 | 75 | | | 0,44 |
| 70 | 68 | | | 0,33 |
| Всего | | 392 | 100 | — |

СШГЭС установлено порядка 400 приборов типа ПСАС-40, главным образом на элементах напорного тракта — на продольной и окружной арматуре в железобетонной облицовке турбинных водоводов, анкерных опор, агрегатных блоков. В таблице приведена статистическая информация о всех местах установки датчиков и о соотношении площадей поперечного сечения стержня и датчика. Как следует из этой таблицы, только четверть установленных датчиков прямо соответствует требованию [5], а остальные три четверти — нет. При этом соотношение площадей датчика и арматурного стержня отличается от единицы существенно: $m = 0,33$ при установке в арматуру диаметром 70 мм до $m = 8,16$ при установке в арматуру диаметром 14 мм.

Датчик ПСАС фиксирует изменение своей длины посредством измерения, как и у всех струнных датчиков, изменений частоты (или периода) колебаний струны. По изменению длины датчика должны бы вычислять деформацию и напряжение. Однако, в отличие от других струнных преобразователей, тарировочные кривые датчика ПСАС построены так, что по изменению частоты вычисляется непосредственно осевое усилие, приложенное к датчику. Поэтому для вычисления действующего в арматуре напряжения требуется измеренное *“усилие”* разделить на площадь поперечного сечения арматурного стержня. Ошибка здесь кроется в том, что измеренное усилие $R_{дат}$ в определенных условиях не соответствует усилию в арматуре $R_{арм}$ (действующему до установки датчика). Ведь в подобных случаях нарушается один из базовых принципов, требующий, чтобы средства измерения не вносили возмущения в состояние объекта изучения.

Источник искажения результатов измерений.

В тех случаях, когда прямо выполняется требование *“о равном сечении”*, что можно трактовать как требование равенства жесткостей датчика и вырезанной части стержня, измеренная деформация в датчике $\epsilon_{дат}$ равна деформации контролируемого стержня $\epsilon_{арм}$, сила в датчике $P_{дат}$ равна силе в контролируемом стержне $P_{арм}$. В этих условиях для вычисления напряжений в арматуре вполне корректно применить формулу (которая и заложена в методику обработки данных натуральных наблюдений)

$$\sigma = \frac{P_{дат}}{F_{арм}}, \quad (1)$$

где σ — напряжение; $P_{дат} = P_{арм}$ — осевая сила; $F_{арм}$ — площадь поперечного сечения арматурного стержня.

Как могут измениться эти соотношения, если площади поперечного сечения арматурного стержня и датчика отличаются существенно, например в три раза ($m = 0,33$)? Рассмотрим два крайних случая. Первый (вариант А) — когда датчик установлен в арматурный стержень, изолированный от дру-

гих элементов конструкции. При нагружении стержня силой $P_{\text{арм}}$ датчик также будет воспринимать эту силу, $P_{\text{дат}} = P_{\text{арм}}$, но соотношение площадей поперечного сечения

$$F_{\text{дат}} = mF_{\text{арм}} = \frac{1}{3}F_{\text{арм}}$$

предопределяет, что деформация в датчике будет равна

$$\varepsilon_{\text{арм}} = \frac{1}{m} \cdot \varepsilon_{\text{дат}} = 3\varepsilon_{\text{дат}}.$$

Второй случай (вариант Б) — датчик установлен в арматурный стержень, который является одним из множества арматурных стержней, составляющих регулярную арматурную сетку. Если бетон не нарушен (напряжения достаточно малы), то деформации датчика и деформации остальных арматурных стержней не могут существенно отличаться. Тогда $\varepsilon_{\text{дат}} = \varepsilon_{\text{арм}}$, а сила, пропорциональная при этом площади поперечного сечения, составит

$$P_{\text{дат}} = mP_{\text{арм}} = \frac{1}{3}P_{\text{арм}}.$$

В реальной нетрещиностойкой конструкции, которую можно рассматривать как нечто среднее по отношению к рассмотренным двум крайним случаям, возможно:

$$\varepsilon_{\text{арм}} \leq \varepsilon_{\text{дат}} \leq 3\varepsilon_{\text{арм}}$$

и

$$\frac{1}{3}P_{\text{арм}} \leq P_{\text{дат}} \leq P_{\text{арм}}. \quad (2)$$

Установка датчика “неравного сечения” означает изменение жесткости одного из элементов, и это в железобетонном массиве, как во всякой статически неопределимой конструкции, приводит к перераспределению усилий во всех элементах конструкции. Более податливый (как в рассмотренном случае) элемент становится менее нагружен, а параллельные ему соседние элементы должны быть более нагружены, и, наоборот, относительно более жесткий датчик “возьмет” на себя избыточную нагрузку.

Предположение (2) вносит слишком большую степень неопределенности, практически исключая применимость результатов измерений. Очевидно, степень соответствия условий работы датчика по варианту А или варианту Б зависит от ряда конструктивных параметров, например диаметра стержня, шага сетки, параметров арматуры в поперечном направлении, свойств бетона и т.п. Требуется проведение расчетных исследований с учетом особенностей механики железобетона, на основе которых можно было бы создать методику

коррекции получаемых сейчас напряжений в арматуре. Возможны проведение параметрической идентификации, установление некоторых коэффициентов, позволяющих уточнить имеющиеся данные, но для этого необходимы специальные экспериментальные исследования конструкций, в которых параметры НДС точно заданы или достаточно точно определены другими средствами.

Пример идентификации условий работы датчиков в продольной арматуре. Идея сопоставления значений напряжения в продольной арматуре и продольного напряжения в оболочке основывается на предположении о равенстве деформаций в этих элементах конструкции, на применении гипотезы плоских сечений. Рассмотрено одно из сечений турбинного водовода, в котором работоспособны все четыре установленные ПСАС-40 и два из четырех установленных ПЛДС-150. Последние установлены на оболочке, и их показания рассматриваются как более достоверные, хотя в отношении методики обработки данных измерений напряжений в оболочке также имеются недостатки. В условиях двухосного напряженного состояния при вычислении продольного напряжения не учитывается вторая компонента — деформация в поперечном направлении. Не учитывается также температура в месте установки прибора. Именно поэтому для рассмотрения взяты данные по внутреннему слою арматуры, который располагается на расстоянии не более 15 см от оболочки и имеет близкую с оболочкой температуру.

На рис. 2 показаны графики изменения напряжений в оболочке (две кривые 1) и графики изменения напряжений во внутренней продольной арматуре, полученных по существующей методике (четыре кривые 2). Как отмечалось выше, в продольной арматуре фиксируется сравнительно высокий уровень сжимающих напряжений. Можно отметить, что:

даже в однотипных элементах (кривые 2) напряжения отличаются очень существенно, возможно, из-за высоких начальных, технологических напряжений в разных элементах конструкции или из-за ошибки при фиксации нулевого (ненагруженного) состояния датчика;

когда водовод опорожнен во время перерывов в работе агрегата (на рис. 2 эти периоды выделены затемненными прямоугольниками), изменяется величина и характер изменения параметров. В этом проявляется изменение НДС оболочки и облицовки при снятии и восстановлении внутреннего давления, а также температурная составляющая показаний датчиков, так как резко меняется температурный режим внутренней стороны трубопровода.

Если для рассмотрения взять только приращение напряжений относительно максимальных значений, которые соответствуют моменту начала наполнения водохранилища при УВБ = 500 м, и построить графики изменения этих параметров в за-

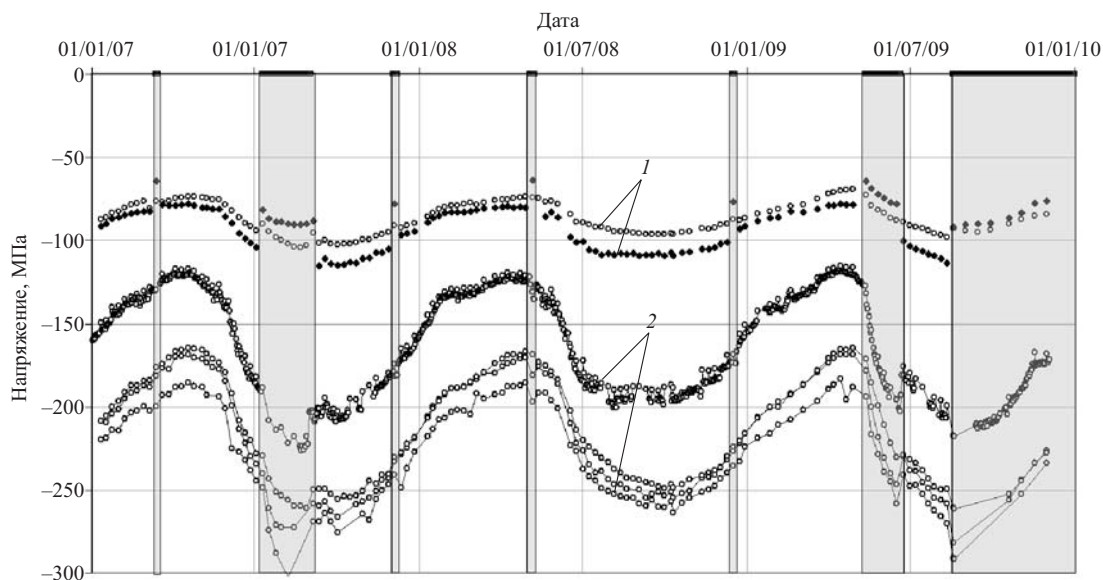


Рис. 2. Измеренные напряжения в продольном направлении в одном из сечений турбинного водовода № 8:

1 — напряжения в металлической оболочке, две измерительные точки; 2 — напряжения в стержнях арматуры, четыре измерительные точки

висимости от УВБ, получаемые кривые хорошо группируются отдельно для оболочки и арматуры, как показано на рис. 3, а. Что бы не вносить дополнительной сложности в данный анализ, на рис. 3 не учтены показания датчиков в периоды опорожнения водовода.

Закономерно, что в относительно тонкой арматуре ($d_{\text{арм}} = 25$ мм) напряжения получены завышенными. Учитывая близость металлической оболочки к арматурным стержням и то, что в условиях сжатия в продольном направлении наличие трещин в бетоне менее значимо, чем при растяжении, допустимо предположить высокую степень стеснения деформаций в месте расположения датчика, вплоть до полного соответствия деформаций в датчике и

арматуре, когда $\varepsilon_{\text{дат}} = \varepsilon_{\text{арм}}$. В этом случае рассчитанные по формуле (1) напряжения завышены в $m = 2,56$ раза. После деления на этот коэффициент получены скорректированные значения приращений напряжений в арматуре, и, как показано на рис. 3, б, сделанное предположение вполне оправданно, приращения напряжений в арматуре и оболочке оказались очень близки на этой диаграмме по всему диапазону изменения УВБ, при наполнении и при сработке водохранилища.

Такой результат доказывает, что применительно к водоводам СШГЭС можно допустить большую степень приближения условий работы датчика в арматурной сетке к варианту Б, определенному выше. В свою очередь, это означает, что вычисляемые по

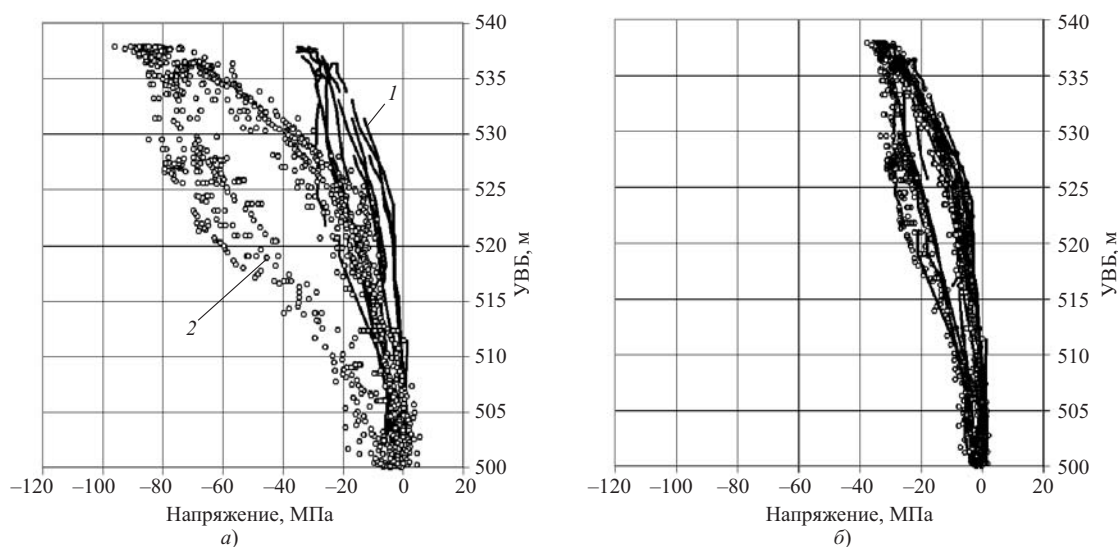


Рис. 3. Приращения напряжений:

а — рассчитанные по существующей методике напряжения в оболочке (линии 1) и напряжения в арматуре (точки 2); б — скорректированные (уменьшенные в m раз) напряжения в арматуре

действующей методике напряжения в арматуре должны быть существенно скорректированы, с большим приближением поправочного коэффициента к величине m . Так, вполне возможно, что для показаний датчиков в арматуре диаметром 32 мм необходимо уменьшение абсолютной величины напряжений, полученных по действующей методике, в 1,5 раза; для датчиков в арматуре диаметром 20 мм — в 4 раза; для датчиков в арматуре диаметром 14 мм — в 8 раз. В связи с этим отметим еще одно обстоятельство. Работа датчиков ПСАС на сжатие имеет ограничение — не более 20 % от верхнего предела измерений преобразователя [3]. Для ПСАС-40 этот предел составляет 320 кН, и тогда допустимая нагрузка на сжатие — 64 кН, или, к примеру, минус 204 МПа для арматуры диаметром 20 мм. Этого было бы достаточно для большинства случаев установки датчиков ПСАС-40 в стержни продольной арматуры, но тарировочные кривые (заданные индивидуально в паспорте каждого прибора) в большинстве случаев имеют еще более узкие пределы. По этой причине точность измерения любых сжимающих напряжений при помощи датчиков ПСАС-40 оказывается далека от паспортной точности в 2 %.

Аналогичным образом определенные по результатам натуральных наблюдений напряжения в окружающей арматуре диаметрами 50, 60 и 70 мм следует скорректировать в большую сторону, ведь для них $m < 1$. В отношении к этим элементам степень корректировки измеренных напряжений не может однозначно определяться только параметрами арматуры и датчика, необходимо учитывать дополнительные факторы. К ним можно отнести непостоянство напряжений вдоль окружности вследствие заземления части водовода в низовую грань, что порождает искажение круговой формы оболочки и изгибные деформации железобетонной облицовки при ее расширении от внутреннего давления (рис. 4.). Это обстоятельство суживает и без того очень ограниченный набор параметров — данных натуральных наблюдений, подходящих для совместного анализа, затрудняет параметрическую идентификацию. Кроме того, следует предполагать более широкий разброс показаний даже в однотипных элементах из-за более разнообразных условий взаимодействия арматурных стержней и датчиков с бетоном при интенсивном трещинообразовании бетона, которое неизбежно при деформации растяжения.

Выводы

1. Существующая методика обработки данных натуральных наблюдений в отношении определения напряжения в стержнях арматуры не учитывает ряд факторов, прежде всего соответствие или несоответствие жесткости датчика ПСАС-40 жесткости

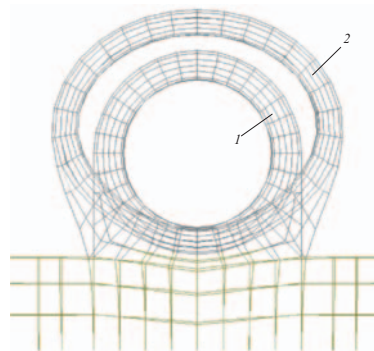


Рис. 4. Искажение круговой формы железобетонной облицовки турбинного водовода под воздействием внутреннего давления (по результатам конечно-элементного расчета): 1 — исходное состояние; 2 — деформированное состояние

исследуемого стержня при внедрении датчика в силовую схему конструкции.

2. Погрешность, вносимая несоответствием площади поперечного сечения арматурного стержня и эквивалентной площади поперечного сечения датчика, может достигать величины, сопоставимой с отношением этих площадей, и в ряде случаев, как на Саяно-Шушенской ГЭС, превышать 100 %.

3. Необходима разработка методики пересчета имеющихся данных натуральных наблюдений в случаях несоответствия жесткости датчика ПСАС-40 жесткости исследуемого арматурного стержня с последующим уточнением нормативных документов по применению датчиков ПСАС.

Список литературы

1. Решение научно-технических проблем при создании Саяно-Шушенского гидроэнергокомплекса // Материалы научно-технической конференции. — Л.: Энергоатомиздат, 1987. С. 169 – 184.
2. Пермякова Л. С., Рассказчиков В. А., Уляшинский В. А., Епифанов А. П., Кузнецова Ю. А. Напряженно-деформированное состояние элементов напорного тракта турбин Саяно-Шушенской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2008. № 11.
3. Преобразователи силы арматурные измерительные струнные ПСАС: Паспорт 2.782.000ПС / Киевское специализированное ПО “Спецэнергоавтоматика”. 1978, С. 9.
4. Рекомендации по анализу данных и проведению натуральных наблюдений за напряженно-деформированным состоянием, раскрытием швов и трещин в бетонных и железобетонных сооружениях: П 85 – 2001 / ВНИИГ.
5. Сила растяжения арматуры железобетонных конструкций. Методика выполнения измерений измерительными преобразователями типа ПСАС: ОСТ 34-72-648–83.
6. РД 34.11.330-91 ГСИ. Сила растяжения и сжатия арматуры железобетонных конструкций. Методика выполнения измерений измерительными преобразователями типа ПСАС и ПСАС-М (взамен ОСТ 54-72-652–85).
7. Государственная система обеспечения единства измерений. Усилия растяжения и сжатия в арматуре железобетонных конструкций. Методика выполнения измерений преобразователями силы типа ПСАС-ТМ-40*: МИ 2661-2001.

К вопросу о причинах аварии и оценка состояния арочно-гравитационной плотины Саяно-Шушенской ГЭС

Карпик А. П., доктор техн. наук (Сибирская государственная геодезическая академия),
Епифанов А. П., доктор техн. наук,
Стефаненко Н. И., инженер (Саяно-Шушенская ГЭС)

Рассматриваются две версии возможных причин аварии на Саяно-Шушенской ГЭС: о возможности передачи усилия от плотины на сооружения машинного зала и о предельных вибрациях гидроагрегата № 2, якобы фиксируемых перед аварией.

Ключевые слова: авария на Саяно-Шушенской ГЭС, деформации плотины, деформационный шов, гидроагрегат № 2, предельные вибрации, динамические воздействия, фоновые колебания.

Саяно-Шушенская ГЭС возводилась с 1972 по 1989 г. Несовершенство расчетных методов того времени и не соответствующее проектному возведение плотины привели в процессе наполнения водохранилища к перегрузке первых столбов и увеличению зоны растягивающих напряжений, что, в свою очередь, способствовало образованию трещин в бетоне напорной грани и разуплотнению в основании. Вследствие этого фильтрационный расход к 1995 г. составил 549 л/с через скальное основание и 458 л/с через бетон. Ремонтные работы, проводившиеся с 1996 по 2004 г. с использованием компаунда на базе эпоксидной смолы, позволили подавить интенсивную фильтрацию, дополнительно обжечь бетон нижней части плотины и улучшить напряженно-деформированное состояние плотины. К моменту аварии состояние арочно-гравитационной плотины оценивалось как исправное (нормальный уровень безопасности).

При строительстве высоких плотин в нашей стране сложилась практика поэтапного их возведения с вводом в действия гидроагрегатов во временную эксплуатацию. Не всегда пусковой напор является оптимальным для турбины, что приводит к ее эксплуатации в неблагоприятных условиях. Саяно-Шушенская ГЭС в этом отношении не явилась исключением. В 1998 г. В. И. Брызгалов в монографии [1] указывал: “Гидротурбины Саяно-Шушенской ГЭС, со штатными рабочими колесами, не имея себе равных в мировом гидротурбостроении по сочетанию напора и единичной мощности, в период освоения испытывали (первые четыре агрегата) достаточно сильное вибрационное воздействие из-за работы с нерасчетными напорами. В результате на ряде узлов усталостная прочность оказалась недостаточной. Вместе с тем, выявились дефекты, связанные с недостаточной предварительной натурной изученностью отдельных явлений и новых конструкторских разработок”. Там же указывается, что для радиально-осевых гидротурбин неточность геометрии при изготовлении рабочих колес приводит к большому гидравлическому дисбалансу и по

данным опыта эксплуатации наиболее неблагоприятным в этом отношении является гидроагрегат № 2. Возможно, что усталостные нарушения металла шпилек, крепления крышки турбины, возникли еще в тот далекий строительно-эксплуатационный период — период временной эксплуатации гидроагрегата № 2, а отсутствие нормативно-технических требований, регламентирующих проверку шпилек и привело к их катастрофическому разрушению.

Авария 17 августа 2009 г. 17 августа 2009 г. в 8 ч 13 мин местного времени произошел сброс нагрузки Саяно-Шушенской ГЭС с полной потерей энергоснабжения.

В ходе аварии произошло полное разрушение строительных конструкций, относящихся к зданию ГЭС, типа МАРХИ на участке от ГА-2 до ГА-4; разрушение колонны подкрановой эстакады, расположенной напротив ГА-2, с отм. 327 м по отм. 341 м.

На ГА-2, ГА-7 произошло обрушение монолитного перекрытия машинного зала на отм. 327 м с поддерживающими его колоннами. На ГА-9 монолитное перекрытие, не имея достаточной опоры на колонны, начало опускаться и получило деформации, несовместимые с дальнейшей эксплуатацией. На ГА-2, ГА-7, ГА-9 произошло полное разрушение кольцевых стен генераторов. На других гидроагрегатах конструкции получили повреждения различной степени тяжести. Все несущие строительные конструкции машинного зала претерпели не проектное воздействие потоком воды.

По визуальным наблюдениям наибольшие повреждения здания ГЭС отмечаются на отм. 327 м и 320 м. На отм. 315 м разрушения зафиксированы существенно меньше, на отм. 305 м повреждений фундаментов и конструкций практически не зафиксировано.

Состояния плотины после аварии. На момент аварии уровень верхнего бьефа (УВБ) Саяно-Шушенского водохранилища составлял 537,1 м. К 26 августа 2009 г. УВБ достиг своего максимального значения, равному 537,6 м, при этом перемещения

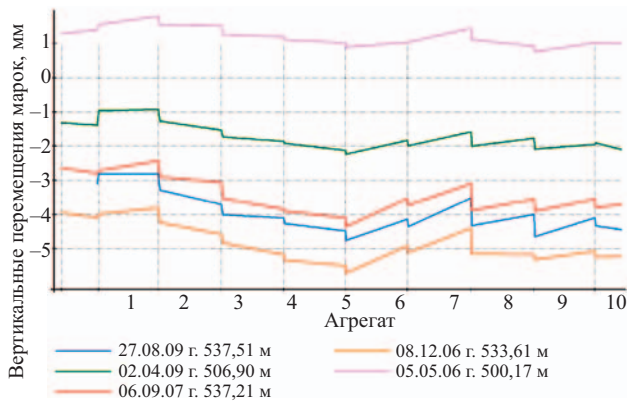


Рис. 1. Вертикальные перемещения фундаментов агрегатных блоков здания ГЭС на отм. 306 м по данным продольного гидростатического нивелира

плотины в ключевой секции 33 на отметке гребня плотины составили 126,9 мм (при максимально наблюдаемых 142 мм в 2006 г. при НПУ, равном 539 м). Суммарный расход по основанию и берегам составил 82 л/с, через бетон напорной грани — 15 л/с. Измеренные показатели были далеки от критериальных значений, установленных Декларацией безопасности, и от соответствующих величин для аналогичной отметки уровня верхнего бьефа предыдущих лет. Новых очагов фильтрации, роста расходов через напорный фронт и основание плотины не зафиксировано.

27 августа, после откачки воды из галереи на отм. 306 м здания ГЭС, были проведены замеры по трехосным геодезическим щелемерам, расположенным на швах, между агрегатными блоками здания ГЭС, а также выполнен цикл наблюдений по продольному гидростатическому нивелиру. По данным измерений щелемеров дополнительных раскрытий, выходящих за пределы сезонных изменений, фиксируемых на протяжении многих лет, не отмечено. Характер эпюры и величины, полученные из измерений вертикальных перемещений марок продольного гидростатического нивелира идентичны эпюрам, полученным ранее при аналогичных УВБ, что свидетельствует об отсутствии деформаций фундаментов массивной части агрегатных блоков здания ГЭС на отм. 306 м (рис. 1).

По данным натурных наблюдений, выполненных после аварии по всему объему установленной в теле плотины и основании КИА (более 10 тыс. измерительных точек), изменений неадекватных внешним нагрузкам и воздействиям, в показаниях не установлено. Арочно-гравитационная плотина Саяно-Шушенской ГЭС после аварии также находится в нормальном эксплуатационном состоянии, ни один из критериальных показателей, установленных Декларацией безопасности, не приблизился к первому предупреждающему критерию. Изменения контролируемых показателей после аварии

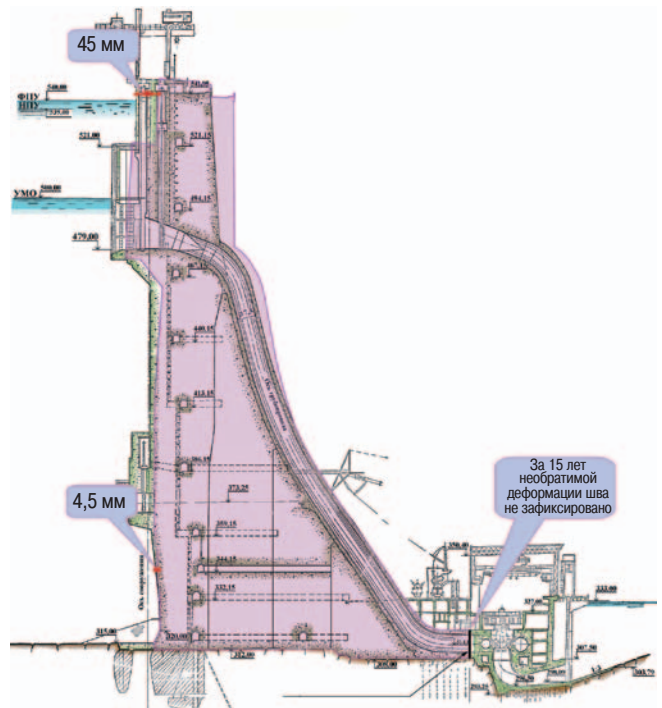


Рис. 2. Необратимые перемещения плотины в секции 18

соответствуют изменению гидростатической нагрузки и температурным воздействиям на плотину.

К вопросу о возможных причинах аварии. В различных научно-технических журналах и средствах массовой информации высказываются версии возможных причин аварии, произошедшей на Саяно-Шушенской ГЭС. Рассмотрим две из них: о возможности передачи усилия от плотины на сооружения машинного зала [1] и о предельных вибрациях гидроагрегата № 2, якобы фиксируемых перед аварией.

О возможности передачи усилия от плотины на сооружения машинного зала. Саяно-Шушенская плотина имеет достаточно большие перемещения, максимальная величина которых фиксируется на гребне. За период с 1990 по 2009 г. максимальные перемещения гребня плотины в секции 18 составили 106,7 мм из которых 45 мм являются необратимыми перемещениями, сформировавшимися до 2005 г. Плотина и здание ГЭС контактируют на двести с лишним метров ниже гребня плотины через анкерные опоры турбинных водоводов. На отм. 344 м необратимые смещения секции 18 составили только 4,5 мм, а на отм. 310 м в зоне расположения фундаментов агрегатных блоков и вовсе отсутствуют. Конструкция сопряжения анкерной опоры и агрегатного блока Саяно-Шушенской ГЭС предполагает достаточно большие взаимные смещения этих конструкций. Деформационный шов шириной 50 мм отделяет анкерную опору от здания ГЭС, мягкая прокладка толщиной 50 мм отделяет конический участок металлической части трубопровода

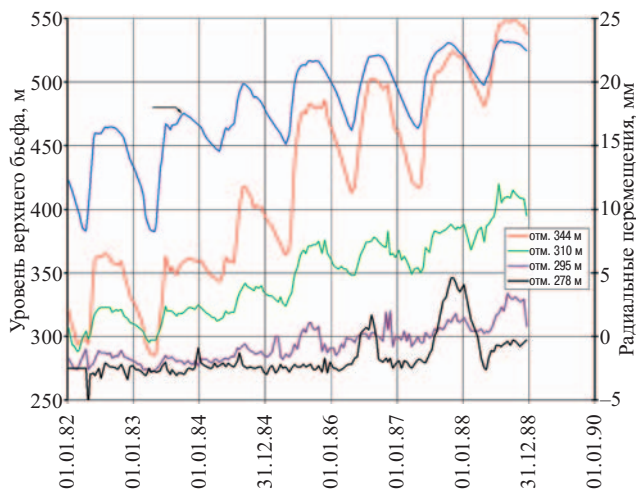


Рис. 3. Перемещения в основании плотины секции 18 в строительный период

длиной 11 м от фундамента агрегатного блока. Эти конструктивные решения, специально предусмотренные в проекте напорного тракта, позволяют избежать взаимодействия бетонных массивных конструкций (плотины и здания ГЭС) и передачи между ними значительных нагрузок. Конический участок металлической оболочки длиной 11 м играет роль упругого пластического элемента, компенсирующего взаимные продольные, поперечные и угловые перемещения бетонных блоков (рис. 2).

Следует отметить, что необратимые перемещения фиксировались до 2005 г., а их максимальное значение составило 59 мм на гребне плотины в секции 33. С 2006 г. и по настоящее время необратимых перемещений не наблюдается [2, 3].

Необратимые перемещения в основании плотины фиксировались с самого начала заполнения водохранилища и до 1990 г. — проектного наполнения водохранилища до НПУ, равного 540 м, который после ремонта бетона напорной грани был снижен на 1 м. В основании плотины секции 18, где расположен гидроагрегат № 2, разрушение которого и привело к аварии, деформации наблюдались

только в период возведения сооружения и наполнения водохранилища. На отм. 310 м. необратимые деформации за период с 1982 по 1989 г. составили около 12 мм (рис. 3).

За период нормальной эксплуатации (с 1990 по 2010 г.) необратимых деформаций в основании плотины с отм. 278 м по отм. 310 м в зоне расположения фундаментов гидроагрегатов нет (рис. 4).

Отсутствуют также и необратимые закрытия деформационного шва, отделяющего плотину от здания ГЭС. Так, по данным трехосных щелемеров геодезической КИА (установлены в 1995 г.) сезонный размах раскрытия шва составляет около 2,5 мм, необратимых закрытий шва за 15 лет наблюдений не установлено (рис. 5).

Из вышеизложенного следует, что нагрузки от плотины на здание ГЭС практически не передаются и необратимые деформации плотины не могли явиться причиной аварии, произошедшей на Саяно-Шушенской ГЭС 17 августа 2009 г.

О предельных вибрациях гидроагрегата № 2, якобы фиксируемых перед аварией. Вопросам оценки сейсмической обстановки в районе Саяно-Шушенского гидроузла уделяется большое внимание. Для непрерывных наблюдений за сейсмической обстановкой в этом районе в 1990 г. введена в работу сейсмологическая станция “Черемушки”, где по договору с Саяно-Шушенской ГЭС Геофизическая служба СО РАН г. Новосибирска ведет непрерывный мониторинг сейсмической обстановки в районе гидроузла. На плотине функционирует автоматизированный сейсмометрический комплекс, который работает в ждущем режиме, но имеет функцию “предварительной записи”. Комплекс включается на регистрацию сейсмособытия после возникновения сигнала с определенными (запускающими) параметрами, при этом происходит и запоминание показаний сейсмометров в течение предшествующих 20 с.

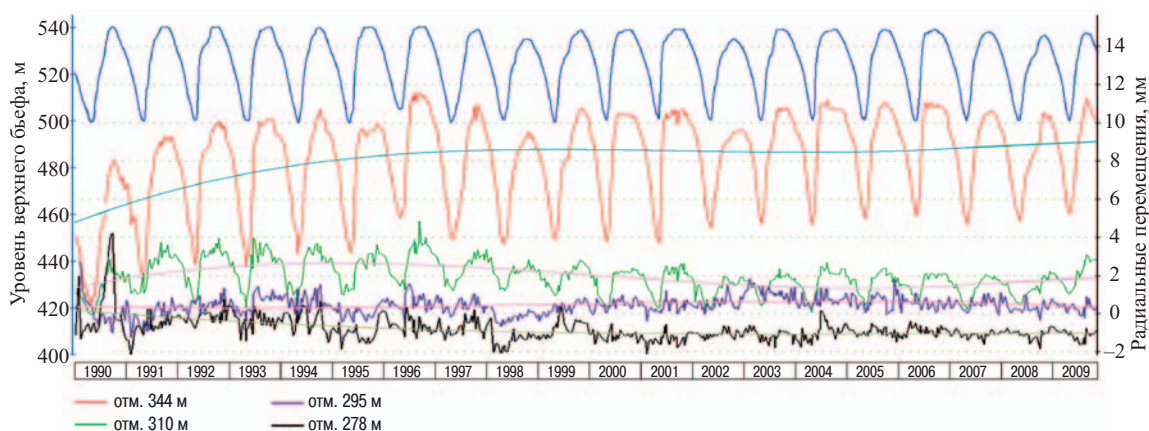


Рис. 4. Перемещения в основании плотины секции 18 за период нормальной эксплуатации

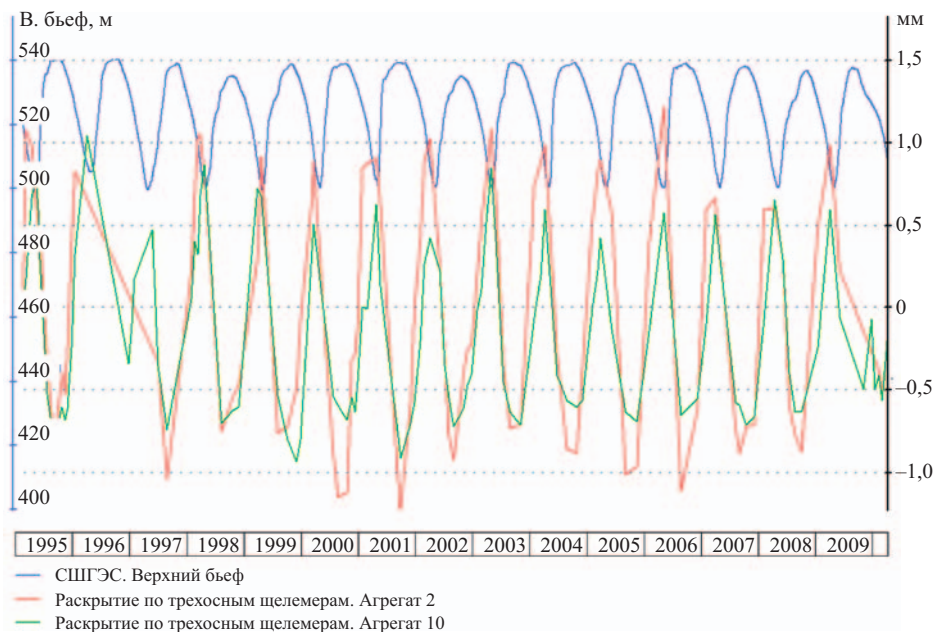


Рис. 5. Раскрытия деформационного шва по показаниям трехосных геодезических щелемеров

17 августа 2009 г. автоматизированным сейсмокомплексом (данные расшифрованы после аварии) было зарегистрировано динамическое воздействие на плотину, возникшее в результате аварии в здании ГЭС (рис. 6). В момент аварии реакция плотины на выброс и удар ротора о конструкции машинного зала явилась запускающим импульсом для сейсмокомплекса, где в течение 17,7 с (запись до 1 участка) до возникновения динамического воздействия регистрировались фоновые колебания плотины от работающих в нормальном режиме гидроагрегатов.

Последующие показания сейсмометра можно интерпретировать следующим образом:

в течение последующих 32,5 с (запись от участка 1 до участка 2 сейсмограммы) зарегистрированы затухающие низкочастотные колебания с периодом около 4,5 с и максимальной амплитудой 125 мкм, которые явились следствием выброса и падения ротора гидроагрегата № 2;

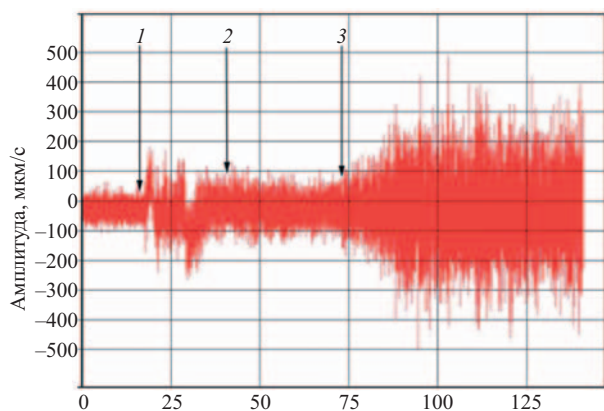


Рис. 6. Сейсмограмма динамического воздействия на Саяно-Шушенскую плотину (секция 33, отм. 344 м)

далее в течение 74 с (запись от участка 2 до участка 3 сейсмограммы) происходили полихромные колебания с периодом от 0,05 до 0,18 с с максимальной амплитудой до 120 мкм, вызванные разрушительным воздействием на конструкции здания ГЭС потока воды из рабочей камеры ГА-2;

этого момента и до конца записи (участок сейсмограммы от 3 и до конца записи) зарегистрированы нарастающие по амплитуде колебания с периодом от 0,07 до 0,15 с и максимальной амплитудой до 450 мкм, вызванные воздействием ГА-7 и ГА-9, вращающихся в угонном режиме.

Опыт эксплуатации сейсмокомплекса показал возможность регистрации сейсмометрическими датчиками, установленными в теле плотины, ее реакции (в диапазоне колебаний от 0,5 до 20 Гц) на различные режимы работы гидроагрегатов: при их запуске, остановке и переходе из зоны в зону, т.е. на режимы повышенных вибраций. В связи с этим можно констатировать, что 17 августа в течение 17,7 с, предшествующих аварии, сейсмокомплексом были зафиксированы только фоновые колебания плотины от работающих в нормальном режиме гидроагрегатов.

Авария на Саяно-Шушенской ГЭС возникла в результате срыва крышки турбинного блока, где из-за разрушения крепления шпилек произошли вертикальный выброс турбины гидроагрегата № 2 с находящимся на ее валу ротором генератора, разрушение здания ГЭС и его затопление. Все девять турбин были остановлены (ГА-6 находился в нерабочем состоянии из-за ремонта), пропуск расхода р. Енисея был организован через эксплуатационный водосброс плотины.

На IV Всероссийском совещании гидроэнергетиков, которое проходило в Москве 25 – 27 февраля 2010 г., главный инженер ОАО “Ленгидропроект” Б. Н. Юркевич отметил: “Особенность этой аварии, которая очень сильно психологически довлекла над всеми нами, в том, что она произошла в штатных условиях. Она произошла, когда все работало исправно, выполнялись регламенты по ремонту, выполнялись требования по эксплуатации. Никто ничего не нарушил, станция полностью соответствовала всем нормам и требованиям, эксплуатационный персонал выполнял все предписанные регламенты. И, тем не менее, это произошло.

Это дало нам повод говорить о том, что авария носила системный характер...”

Выводы

1. Анализ результатов натуральных наблюдений показывает, что деформации плотины не могли явиться причиной аварии.

2. До возникновения аварии в течение 17,7 с с начала записи имели место только фоновые колебания плотины от работающих в нормальном режиме гидроагрегатов, что свидетельствует об отсутствии

предельных вибраций гидроагрегатов в частотном диапазоне от 0,5 до 20 Гц.

3. Данную аварию необходимо расценивать как системную, не проектную, и задача, которая должна ставиться перед эксплуатационным персоналом, проектными и другими организациями, состоит в том, чтобы полностью реконструировать систему (в сфере НТД, проектирования, мониторинга, оценки состояния и т.д.), а не ограничиться только недопущением повторения подобной аварии на аналогичных сооружениях.

Список литературы

1. *Тетельмин В. В.* Анализ необратимых процессов в створе плотины Саяно-Шушенской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2010. № 2.
2. *Епифанов А. П., Стефаненко Н. И.* Из опыта организации безопасной эксплуатации Саяно-Шушенской арочно-гравитационной плотины // Гидротехническое строительство. 2008. № 11.
3. *Карпик А. П., Стефаненко Н. И.* Оценка состояния Саяно-Шушенской плотины в период нормальной эксплуатации по данным геодезических измерений // Известия вузов. Раздел: Геодезия и Аэрофотосъемка. 2009. № 5.
4. *Брызгалов В. И.* Из опыта создания и освоения Красноярской и Саяно-Шушенской гидроэлектростанций. — Красноярск: Сибирский издательский дом “Суриков”, 1999.

Расчет фильтрации через земляные плотины на проницаемом основании разной мощности

Анахаев К. Н., доктор техн. наук, Шогенова Ж. Х., инженер,
Амшоков Б. Х., кандидат техн. наук (Кабардино-Балкарская
государственная сельскохозяйственная академия)

Получены расчетные зависимости, позволяющие определять необходимые параметры фильтрации в таких плотинах при различных типах дренажных устройств. Сравнение результатов подсчета по предлагаемым формулам с базовыми данными, основанными на анализе гидродинамических сеток фильтрации, построенных по методу ЭГДА, дало достаточно близкое совпадение результатов (до 3 – 4 %).

Ключевые слова: фильтрационный расчет, земляные плотины, проницаемое основание разной мощности.

Земляные плотины являются широко распространёнными типами водоподпорных сооружений, одним из основных достоинств которых является надёжная работа в сложных инженерно-геологических условиях, в том числе при наличии водопроницаемых оснований [1]. Вместе с тем в практике плотиностроения известно немало случаев аварий и повреждений этих плотин, причём 30 – 40 % из них [6, 10] (а по некоторым данным 70 – 88 % [5, 14]) было вызвано фильтрационными деформациями грунтов тела и основания плотин. Подавляющее большинство таких аварий случается в первые годы эксплуатации сооружения, в особенности при первоначальном заполнении водохранилища [6, 19]. В то же время имеются случаи серьезных повреждений земляных плотин после многолетней эксплуатации. Например, плотины La Laguna (Мексика) и Emery (США) разрушились (из-за возникновения сосредоточенных ходов фильтрации) соответственно после 57- и 116-летней эксплуатации [19]. Изложенные факты свидетельствуют о том, что фильтрационные деформации в земляных плотинах могут протекать как интенсивно-быстротечно, так и чрезвычайно медленно в течение длительного времени.

При фильтрационных расчетах земляных плотин проницаемые основания традиционно принимаются одинаковой мощности в верхнем и нижнем бьефах (рис. 1). Однако довольно часто мощности проницаемого основания в верхнем T_1 и нижнем T_2 бьефах имеют разные значения (рис. 2) [13].

Приведенные обстоятельства обуславливают необходимость совершенствования методов фильтрационного расчёта земляных плотин на проницаемых основаниях различной мощности в верхнем и нижнем бьефах с целью предварительного определения основных характеристик фильтрационного потока, таких как фильтрационный расход, положение

кривой депрессии и др. Соотношение мощностей проницаемого основания $T_1 < T_2$ (рис. 2) имеет место в оградительных плотинах (дамбах) береговых участков водохранилищ, русловых отстойников, котлованных и котловинных накопителей промышленных стоков, каналов в полувыемке-полунасыпи, при выработке грунта дна водохранилища для использования его в теле насыпной плотины и т.д.

Соотношение $T_1 > T_2$ (рис. 3) встречается в намывных плотинах, хвостохранилищах, золоотвалах, каналах в насыпи, в моренных приледниковых озерах, при заилении верхнего бьефа водохранилища, а также в береговых массивах подпорных бьефов с фильтрацией из верхнего бьефа в нижний.

В данной статье рассматриваются расчетные схемы земляных плотин на проницаемом основании разной мощности с внутренними дренажами (пластовым, трубчатым, дренажной призмой и др.) при равных значениях коэффициентов фильтрации грунтов тела и основания плотины и при отсутствии воды в нижнем бьефе.

Анализ имеющихся методов фильтрационного расчёта земляных плотин на проницаемых основаниях показал следующее. При использовании *гидромеханических (точных) методов расчёта* не всегда удается выдержать естественные граничные условия. Так, например, в отдельных случаях поверхность водоупора принимается неестественно криволинейного очертания, мощность проницаемого основания приравнивается к бесконечной величине, а заложение верхового откоса плотины и положение дна верхнего бьефа остаются неопределёнными. Полученные при этом решения нередко относятся только к отдельным фрагментам и не учитывают общую фильтрацию в теле и основании плотины.

Гидравлические (приближённые) методы расчёта, получившие большее распространение на

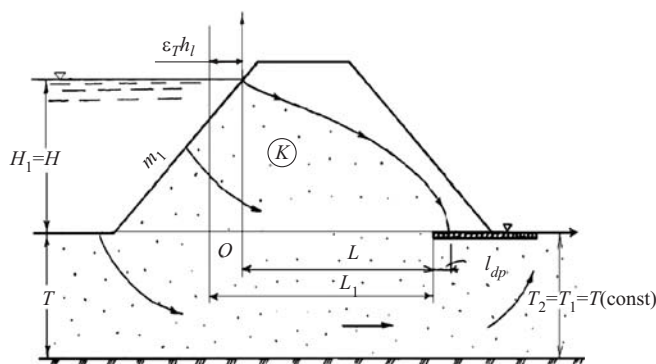


Рис. 1. Расчетная схема земляной плотины на проницаемом основании постоянной мощности $T = \text{const}$

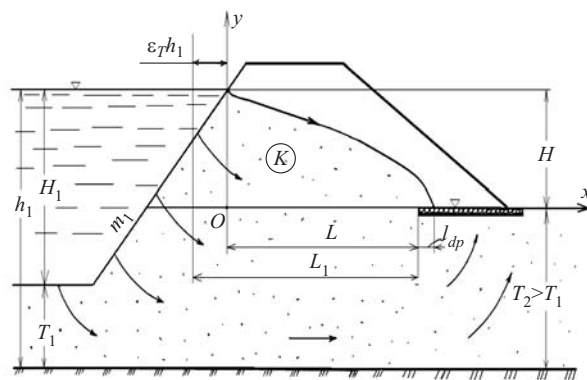


Рис. 2. Расчетная схема земляной плотины при разной мощности проницаемого основания в верхнем T_1 и нижнем T_2 бьефах ($T_1 < T_2$)

практике, чем гидромеханические, можно разделить на следующие группы:

основанные на принятии непроницаемой границы вдоль подошвы плотины и на раздельном фильтрационном расчёте тела и основания плотины (метод впервые предложен Р. Н. Давиденковым), что приводит к занижению фильтрационного расхода и повышению положения депрессионной кривой в связи с резким изменением направлений линии токов и увеличением их длины;

основанные на замене верхового и низового клиньев плотины вместе с проницаемыми участками основания эквивалентными в отношении фильтрационного расхода прямоугольниками и на последующем фильтрационном расчёте полученных областей фильтрации раздельно для тела и основания плотины (метод разработан В. П. Недригой) либо как для единого прямоугольного массива по формуле Ж. Дюпюи (метод развитый Р. Р. Чугаевым). Кроме того, в гидравлическом методе расчета при определении ширины верхового эквивалентного прямоугольника не учитывается фактическое соотношение глубины воды в верхнем бьефе H_1 и мощности проницаемого основания T_1 .

Указанные методы фильтрационного расчета земляных плотин разработаны для проницаемых оснований постоянной мощности ($T = \text{const}$) и не могут быть использованы при разной мощности проницаемого основания в верхнем и нижнем бьефах, т.е. в случаях $T_1 > T_2$ или $T_1 < T_2$. Предлагаемый авторами статьи метод фильтрационного расчёта земляных плотин на проницаемом основании разной мощности позволяет решить эту проблему.

Фильтрационный расход. Для определения фильтрационного расхода q/k через земляную плотину на проницаемом основании разной мощности предлагается использовать расчётную зависимость (1), полученную нами на основе метода В. П. Недриги [11]:

$$\frac{q}{k} = \frac{H^2}{2L_1} + \frac{HT_2}{L_1 + 0,44T_2}, \quad (1)$$

где k — коэффициент фильтрации грунтов тела и основания плотины; H — действующий на земляную плотину напор, равный

$$H = H_1 + T_1 - T_2; \quad (2)$$

L_1 — ширина плотины от верховой грани эквивалентного прямоугольника в верхнем бьефе до дренажа, определяемая по формуле

$$L_1 = L + \varepsilon_T h_1, \quad (3)$$

в которой $h_1 = H_1 + T_1$; L — горизонтальное расстояние от уреза воды верхнего бьефа до начала дренажа.

Значение коэффициента ε_T , полученное на основе анализа данных гидродинамических сеток фильтрации в земляных плотинах на проницаемом основании разной мощности, может быть выражено формулой

$$\varepsilon_T = \varepsilon_1 + \frac{T_1}{h_1} \left[\varepsilon_\infty - \varepsilon_1 \left(1 + \frac{T_2^2}{h_1^2} \right) \right], \quad (4)$$

где ε_1 — коэффициент приведения верхового клина земляной плотины на непроницаемом основании к эквивалентному (в отношении фильтрационного расхода) прямоугольнику, равный [1, 2]

$$\varepsilon_1 = \frac{\frac{L}{h_1}}{3,75(m_1 + 1,2^{-m_1})}, \quad (5)$$

m_1 — коэффициент заложения верхового откоса плотины; ε_∞ — коэффициент, определяемый по за-

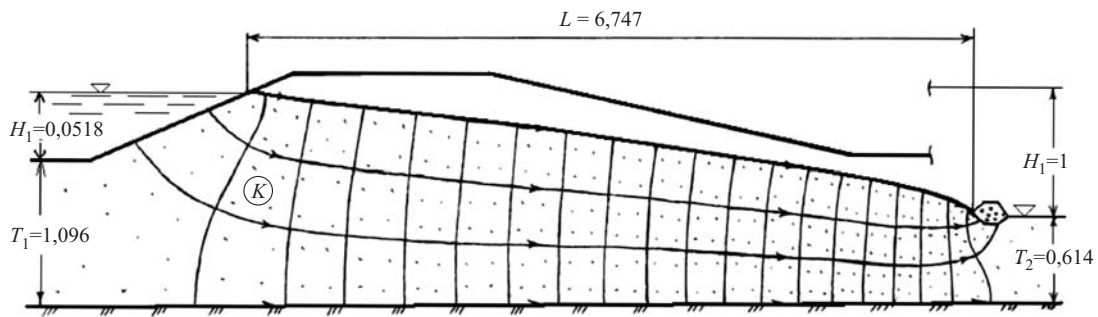


Рис. 3. Расчетная схема земляной плотины при $T_1 > T_2$ [8]

зависимости (5) при $m_1 \rightarrow \infty$, т.е. для земляной плотины с горизонтальным верховым откосом [1, 2]

$$\varepsilon_{\infty} = \frac{1}{3,75} \left(1,5 + 0,8 \frac{1}{h} \right). \quad (6)$$

Формула (1) является обобщенной расчетной зависимостью, позволяющей определять фильтрационные расходы для всех возможных сочетаний мощностей проницаемого основания в верхнем и нижнем бьефах, т.е. при $T_1 = T_2$, $T_1 > T_2$ и $T_1 < T_2$.

В таблице приводится сравнение значений приведенного фильтрационного расхода, рассчитанно-

Сравнение расчетных значений приведенного фильтрационного расхода, полученных по формулам (1) – (6) с базовыми данными

| Параметры земляной плотины при $H = 1$ (усл. ед.) | Приведенный фильтрационный расход q/k | | |
|---|---|-----------------------|----------------|
| | по базовым данным гидродинамических сеток | по формулам (1) – (6) | погрешность, % |
| $H_1 = 1,043$, $T_1 = 0,348$, $T_2 = 0,391$, $L = 3,043$, $m_1 \sim 2,7$, дренажная призма [7, с. 1 03, рис. 7] | 0,242 | 0,236 | - 2,6 |
| $H_1 = 0$, $T_1 = 2$, $T_2 = 1$, $L = 5$, $m_1 \rightarrow \infty$, дренажная призма [4, с. 58, рис. 1] | 0,238 | 0,245 | + 3,1 |
| $H_1 = 1$, $T_1 = T_2 = 0,8$, $L = 2$, $m_1 = 2,9$, пластовый дренаж [15, с. 83, рис. 97] | 0,420 | 0,417 | - 0,8 |
| $H_1 = 2,41$, $T_1 = 0$, $T_2 = 1,41$, $L = 2,82$, $m_1 = 0,61$, ленточный дренаж [11, с. 105, рис. 5] | 0,555 | 0,572 | + 3,1 |
| $H_1 = 0,518$, $T_1 = 1,096$, $T_2 = 0,614$, $L = 6,747$, $m_1 = 2,8$, (см. рис. 3), дренажная призма [8, с. 29, рис. 5] | 0,150 | 0,147 | - 2,0 |
| $H_1 = 0,566$, $T_1 = 0,987$, $T_2 = 0,539$, $L = 7,368$, $m_1 = 2,88$, дренажная призма [8, с. 30, рис. 6] | 0,127 | 0,127 | 0 |
| $H_1 = 0,696$, $T_1 = 2,058$, $T_2 = 1,725$, $L = 8,058$, $m_1 = 3$, дренажная призма [8, с. 31, рис. 7] | 0,226 | 0,229 | + 1,6 |
| $H_1 = 0,95$, $T_1 = 3,05$, $T_2 = 3$, $L = 1,35$, $m_1 \sim 2,5$, пластовый дренаж [12, с. 161, рис. 108] | 0,911 (точн.) | 0,877 | - 3,8 |
| $H_1 = 0,97$, $T_1 = 0,333$, $T_2 = 0,303$, $L = 1,273$, $m_1 = 2$, дренажная призма [3] | 0,400 | 0,410 | + 2,4 |
| $H_1 = 1,096$, $T_1 = 0,97$, $T_2 = 1,06$, $L = 1$, $m_1 = 1,61$, пластовый дренаж [16, с. 43, рис. 4.1] | 0,714 | 0,683 | - 4,3 |
| $H_1 = 1$, $T_1 = 0,630$, $T_2 = 0,630$, $L = 2,852$, $m_1 = 2,55$, пластовый дренаж [18, s. 89, bild 1a] | 0,308 | 0,298 | - 3,2 |
| $H_1 = 1,347$, $T_1 = 0$, $T_2 = 0,347$, $L = 2,163$, $m_1 \approx 0,167$, дренажная призма [20, p. 439, Fig. 263] | 0,364 | 0,362 | - 0,5 |

го по предлагаемым зависимостям (1) – (6), с базовыми данными, полученными в результате анализа гидродинамических сеток фильтрации в земляных плотинах на проницаемых основаниях разной мощности, построенных по методу электрогидродинамических аналогий (ЭГДА), а также на основе точных решений или графическим методом.

Как видно из таблицы, предлагаемые авторами статьи расчётные зависимости дают достаточно близкие совпадения результатов (до 3 – 4 %) с базовыми данными для всех случаев проницаемого основания: $T_1 = T_2$, $T_1 < T_2$ и $T_1 > T_2$ — и могут быть рекомендованы для использования на практике.

Фильтрационные расчеты земляных плотин на проницаемых основаниях разной мощности, выполненные существующими методами, приводят в ряде случаев к значительным погрешностям — до 10 – 15 % и более, потому они могут быть рекомендованы только для предварительных оценочных расчетов этих сооружений.

Положение депрессионной кривой определяется для следующих случаев.

1. Земляная плотина с внутренним дренажом — пластовым, ленточным, трубчатым (рис. 2).

Депрессионная кривая строится по зависимости [2]

$$y = H \sqrt{1 - \frac{x + \varepsilon_0}{L + \varepsilon_0 + l_{др}}}, \quad (7)$$

где x, y — текущие координаты по рис. 2; H — действующий напор; $l_{др}$ — величина захода кривой депрессии в дренаж, определяемая по зависимости

$$l_{др} = \frac{H^2}{4(L + \varepsilon_T)h_1}, \quad (8)$$

где ε_T рассчитывается по формуле (4);

$$\varepsilon_0 = \begin{cases} 0,5\varepsilon_T h_1 & \text{при } x \geq 0,5\varepsilon_T h_1; \\ 0 & \text{при } x < 0,5\varepsilon_T h_1. \end{cases} \quad (9)$$

2. Земляная плотина с внутренней дренажной призмой (рис. 3).

Депрессионная кривая строится по зависимости

$$y = \sqrt{H^2 - (H^2 - h_b^2) \frac{x + \varepsilon_0}{L + \varepsilon_0 + h_b m_{др}}}, \quad (10)$$

где ε_0 находится по формулам (9); h_b — высота высачивания фильтрационного потока на верхней грани дренажной призмы с коэффициентом заложения $m_{др}$, значение которой может быть определено по формуле К. Н. Анахаева — Р. А. Ляхевица [9]

$$h_b = 0,7 \frac{H^2}{L + \varepsilon_T h_1} \xi \frac{\sigma}{180^\circ}, \quad (11)$$

где σ — угол наклона верхней грани дренажной призмы, равный $\sigma = \arctg 1/m_{др}$;

ξ — коэффициент, определяемый по зависимостям

$$\varepsilon = \begin{cases} \varepsilon = 1 & \text{при } \sigma < 60^\circ; \\ 1,2 \left(1 - \frac{100}{\sigma}\right) & \text{при } 60^\circ \leq \sigma \leq 90^\circ. \end{cases} \quad (12)$$

Кривая депрессии, рассчитанная по зависимостям (10) – (12), дает практически полное совпадение результатов с экспериментальными данными [4].

Выводы

Методика фильтрационного расчета земляных плотин на проницаемых основаниях разной мощности до настоящего времени не разработана. Авторами статьи получены расчетные зависимости, позволяющие с достаточной точностью (до 3 – 4 %) определять необходимые параметры фильтрации в рассматриваемых плотинах при различных типах внутренних дренажных устройств. Достоверность полученных результатов подтверждена сравнением с базовыми данными, полученными из гидродинамических сеток фильтрации, построенных по методу электродинамических аналогий (ЭГДА).

Список литературы

1. Анахаев К. Н. Совершенствование конструкции, методов расчётного обоснования и проектирования противофильтрационных устройств грунтовых плотин: Дис... д-ра техн. наук. — М.: МГУП, 1997.
2. Анахаев К. Н. Фильтрационные расчеты земляных плотин. — Нальчик: КБГСХА, 1998.
3. Васильева И. А. и др. Фильтрационные исследования методом ЭГДА (методические указания). — М.: МГМИ, 1982.
4. Воццини А. П. Методика фильтрационных расчётов при проектировании земляных плотин // Тр. Гидропроекта. — М., 1959. Сб. 2. С. 57 – 77.
5. Вуцель В. И. Обеспечение надёжности грунтовых плотин // Гидротехническое строительство. 1983. № 7. С. 16 – 17.
6. Гогоберидзе М. И. и др. Обобщение данных статистического анализа аварий и инцидентов в аспекте надёжности плотин // Сообщения АН Груз. ССР. 1977. Т. 86. № 3. С. 681 – 684.
7. Замарин Е. А. Гидродинамические сетки движения // Научные записки МИИВХ. Вып. 4. С. 91 – 114. 1937.
8. Корнеев В. А., Бондарь В. Лабораторные исследования в дамбе обвалования из гравелистых грунтов. Отчёт по НИР № 77 / УкрИИВХ. 1971.
9. Ляхевиц Р. А. Совершенствование методов фильтрационного расчета земляных плотин с учетом их анизотропной водопроницаемости. Дис.... канд. техн. наук. — Новочеркасск: НГМА, 2006.

10. Малаханов В. В. Техническая диагностика грунтовых плотин // Библиотека гидротехника и гидроэнергетика. М.: Вып. 97. ЭАИ, 1990.
11. Недрига В. П. Фильтрация в однородных намывных плотинах на проницаемом основании // Тр. ВНИИ ВОДГЕО. Сер. Гидротехника. 1968. С. 98 – 108.
12. Полубаринова-Кочина П. Я. Теория движения грунтовых вод. — М.: Наука, 1977.
13. Розанов Н. П. и др. Проектирование и строительство больших плотин. Аварии и повреждения больших плотин. — М.: ЭАИ, 1986.
14. Руководство по расчётам фильтрационной прочности плотин из грунтовых материалов / ВНИИГ. — Л., 1976.
15. Угинчус А. А. Расчёт фильтрации через земляные плотины. — М.-Л., 1960.
16. Хуан Я. Х. Устойчивость земляных откосов (пер. с англ.). — М.: СИ, 1988.
17. Эристов В. С. Аварии плотин // Энергохозяйство за рубежом. 1966. № 5. С. 1 – 7.
18. Breth H. Der Einfluß von Drainagen auf die Sickerwasserströmung in Dammen // Die Wasserwirtschaft. J. 41, N. 4. 1951S. 89 – 93.
19. Rißler P. Zur Sicherheitsdiskussion über Talsperrendamme // Die Wasserwirtschaft. J. 71. N.7 / 8. 1981. S. 200 – 206.
20. Jaeger C. E. Engineering fluid mechanics. London. 1956.

Коэффициенты упругости и пьезопроводности в задачах нестационарной фильтрации в основаниях высоких плотин

Тетельмин В. В., доктор техн. наук (Московский государственный открытый университет)

На основе анализа упругих свойств массивных горных пород и фильтрующих в них жидкостей дается вывод уточненных формул для определения коэффициента упругости пористых и трещиноватых скальных пород. Применительно к гидроузлу масштаба Саяно-Шушенской ГЭС дается пример расчета динамики перераспределения фильтрационного напора в массиве основания после мгновенного сезонного наполнения водохранилища.

Ключевые слова: высокие плотины, упругий режим фильтрации, упругая деформация горной породы, пьезометрическое давление.

Сработка и наполнение водохранилища порождают в массиве оснований и берегов неустановившиеся фильтрационные процессы, проявляющиеся в изменении дебитов дренажных скважин, в перераспределении пьезометрических напоров в фильтрующей толще массива, в изменении силовых воздействий на подземный контур и прилегающий массив горных пород. Подобные неустановившиеся фильтрационные процессы возникают также при разработке месторождений нефти и подземных вод (обусловленные изменением темпов отбора жидкостей), а также при подземном захоронении промышленных стоков.

Для расчета противодействия и конструкции подземного контура плотины обычно достаточно рассмотреть фильтрующую область основания мощностью до двух напоров на гидроузле (до $2H$). Для расчета плановых и вертикальных перемещений плотины под воздействием сезонного изменения УВБ и изменяющихся во времени фильтрационных сил необходимо принимать в расчёт толщину фильтрующего основания до пяти напоров на гидроузле (до $5H$). Для долгосрочного прогноза поведения плотины и берегов необходимо рассматривать нестационарные фильтрационные процессы в большой толще основания (до $10H$ и больше) с позиций упругого режима фильтрации.

Количественные характеристики этих процессов зависят от упругих свойств горных пород и на-

сыщающих их жидкостей. Динамику неустановившихся процессов определяет накопленная энергия упругой деформации жидкости и скелета горной породы.

Имеется немало подтверждений тому, что при создании крупных водохранилищ фильтрация происходит в большой толще скального массива в упругом режиме, который сопровождается упругой деформацией фильтрующего скального массива и фильтрующейся воды. К таким подтверждающим факторам относятся: временная несогласованность по отношению к изменению УВБ линейных и угловых перемещений плотин, уменьшение дебита дренажа при постоянно высоком УВБ, изменение скоростей прохождения упругих волн в основании после наполнения водохранилища, активизация сейсмособытий [1, 2, 7, 8].

Основное дифференциальное уравнение теории упругого нестационарного режима фильтрации имеет следующий вид [3, 4]:

$$\beta^* \frac{dp}{dt} = \frac{k}{\mu} \Delta p, \quad (1)$$

где Δ — оператор Лапласа; p и t — соответственно давление и время.

Это уравнение типа Фурье называют уравнением пьезопроводности. Оно учитывает состояние фильтрующей пористой среды через коэффициент

упругоёмкости β^* , коэффициент проницаемости k и состояние насыщающей её жидкости через коэффициент вязкости μ . Входящие в (1) физические величины образуют комплекс, который называется коэффициентом пьезопроводности. Этот коэффициент имеет размерность $\text{м}^2/\text{с}$ и определяется выражением

$$\chi = \frac{k}{\mu\beta^*}, \quad (2)$$

где $k = k_f \mu / \rho g$ — проницаемость горной породы; k_f — коэффициент фильтрации; ρ — плотность жидкости; μ — динамическая вязкость фильтрующей жидкости; β^* — коэффициент упругоёмкости горной породы.

Рассмотрим физические особенности упругих процессов, происходящих в системе “горная порода — жидкость” при изменении порового давления.

Упругие свойства пластовых флюидов и продуктивного пласта. Зависимость изменения объёма ΔV жидкостей и твёрдых материалов от изменения внешнего давления на величину Δp определяется в соответствии с законом Гука следующим выражением:

$$\beta = -\frac{\Delta V}{V \cdot \Delta p}, \quad (3)$$

где β — коэффициент сжимаемости материала; V — начальный объём образца при начальном внешнем давлении p ; знак “минус” указывает, что с увеличением внешнего давления объём образца уменьшается.

Связь между коэффициентом сжимаемости материала и упругими характеристиками материала следующая:

$$\beta = \frac{3(1-2\eta)}{E}, \quad (4)$$

где E — модуль упругости материала при одноосном сжатии; η — коэффициент Пуассона.

Коэффициент сжимаемости жидкости (воды, нефти) $\beta_{\text{ж}}$ зависит от давления, температуры, количества растворённого газа. С увеличением температуры и количества растворённого газа $\beta_{\text{ж}}$ возрастает. Коэффициент сжимаемости воды $\beta_{\text{в}}$ зависит от температуры, минерализации и количества растворённого газа. С увеличением минерализации $\beta_{\text{в}}$ уменьшается.

Чистая вода при температуре 20°C имеет $\beta_{\text{в}} = 4,5 \cdot 10^{-4} \text{ МПа}^{-1}$, подземные (пластовые)

воды — $(2,7 - 5,0) \cdot 10^{-4} \text{ МПа}^{-1}$. Для большинства нефтяных месторождений коэффициент $\beta_{\text{н}}$ в пластовых условиях изменяется в пределах $(7 \dots 30) \cdot 10^{-4} \text{ МПа}^{-1}$.

Скелет горной породы — это сложная конструкция, состоящая из множества твёрдых сцементированных частиц, тесно прилегающих друг к другу. Следует различать упругие свойства и сжимаемость: зёрен (минералов), слагающих скелет горной породы $\beta_{\text{с}}$; горной породы в блоке (в куске) $\beta_{\text{б}}$, трещиноватого массива горных пород $\beta_{\text{м}}$. Показатели упругих свойств блоков (отдельностей) горных пород уступают соответствующим показателям минералов и зёрен, образующих их скелет. Например, модуль упругости (модуль Юнга) минерала кальцита равен $8,2 \cdot 10^4 \text{ МПа}$, а модуль упругости блока образованной из кальцита осадочной горной породы известняка намного меньше: $(1,3 \dots 3,5) \cdot 10^4 \text{ МПа}$. Соответственно коэффициент сжимаемости кальцита, из которого построен скелет известняка, $\beta_{\text{с}} = 0,122 \cdot 10^{-4} \text{ МПа}^{-1}$, а коэффициент сжимаемости известняка в блоке (в куске) намного больше: $\beta_{\text{б}} = (0,769 - 0,286) \cdot 10^{-4} \text{ МПа}^{-1}$.

Сжимаемость блока $\beta_{\text{б}}$ горной породы как конструкции, состоящей из множества сцементированных зёрен, всегда больше сжимаемости самих зёрен $\beta_{\text{с}}$, из которых построен скелет горной породы. Коэффициенты сжимаемости разных по составу осадочных горных пород в блоке (куске) могут изменяться в широких пределах: $\beta_{\text{б}} = (0,3 \dots 2,0) \cdot 10^{-4} \text{ МПа}^{-1}$.

Коэффициенты сжимаемости названных выше основных взаимодействующих в горных породах упругих сред (нефть, вода, горная порода в массиве, в блоке, минеральные зерна скелета горной породы) можно расположить по величине в следующий ряд:

$$\beta_{\text{н}} > \beta_{\text{в}} > \beta_{\text{м}} > \beta_{\text{б}} > \beta_{\text{с}}.$$

Последнее условие является важным при определении коэффициента упругоёмкости горных пород. Свойство упругоёмкости горных пород отражает их способность к изменению объёма пор и трещин в процессе нестационарной фильтрации. Упругоёмкость фильтрующих массивов проявляется в их деформации, возникающей в результате изменения пьезометрического напора (пластового давления) в области фильтрации.

Подтверждением сильной зависимости пористости и проницаемости горных пород от пластового давления являются результаты исследований нефтяных пластов методом фильтрационных волн давления. Так при изменении пластового давления

от 18 до 21 МПа пористость Π на глубине 1700 м увеличилась на 7 %, а коэффициент пьезопроводности χ — с $5,3 \cdot 10^3$ до $6,5 \cdot 10^3$ см²/с [5, 6].

Упругий запас — это объём жидкости (воды, нефти) $V_{уп}$, который можно извлечь из трещиновато-пористого коллектора за счёт упругости его скелета и упругости жидкости при снижении (сбросе) порового давления на величину Δp . Упругий запас жидкости при снижении давления в пласте убывает, а при повышении — возрастает.

Для определения упругого запаса жидкости в горной породе с пористостью Π в соответствии с (3) используется зависимость:

$$V_{уп} = -V\Delta p\beta^*, \quad (5)$$

где β^* — коэффициент упругоёмкости насыщенной жидкостью горной породы. Значение этого коэффициента для пористого массива определяют с помощью следующего выражения [3]:

$$\beta^* = \Pi\beta_ж + \beta_б, \quad (6)$$

где Π — пористость (пустотность, скважность), определяемая как отношение объёма связанных между собою открытых пор (пустот) к объёму всей породы [9].

Следует отметить, что выражение (6) не учитывает в полном объёме физику процессов упругого взаимодействия горных пород и поровой жидкости. Рассмотрим особенности этих процессов и выведем более точную формулу коэффициента упругоёмкости пласта β^* для пористых и трещиноватых горных пород, слагающих основания гидросооружений.

Уточненная формула коэффициента упругоёмкости скального массива. Рассмотрим фрагмент горной породы объёмом V с пористостью Π . Коэффициенты сжимаемости заполняющей поры жидкости $\beta_ж$, горной породы в блоке $\beta_б$ и материала, из которого построен скелет $\beta_с$, известны.

Объём порового пространства в рассматриваемом блоке горной породы составляет $V \cdot \Pi$. Этот объём пор заполняет находящаяся под некоторым начальным давлением жидкость. При уменьшении порового давления на Δp объём поровой жидкости увеличится и часть её объёмом ΔV_1 за счёт упругого расширения покинет поры горной породы. Это первая составляющая упругого запаса горной породы, которая в соответствии с (3) определяется следующей зависимостью:

$$\Delta V_1 = -V\Delta p\Pi\beta_ж. \quad (7)$$

Вторая составляющая упругого запаса жидкости в горной породе формируется за счёт дополнительного уменьшения объёма пор при упругом расширении каждого зерна, слагающего скелет горной породы. При повышенном пластовом давлении каждое зерно скелета опрессовывается за его счёт всестороннего сжатия заполняющей поры жидкостью. При понижении пластового давления объём каждого упругого зерна увеличивается, а объём пор, соответственно, уменьшается.

Начальный объём скелета рассматриваемого элемента горной породы равен $V(1 - \Pi)$. При снижении порового давления на Δp объём скелета увеличится на следующую величину:

$$\Delta V_2 = -V\Delta p(1 - \Pi)\beta_с. \quad (8)$$

Это *вторая* составляющая упругого запаса пласта горной породы.

Сжимающее напряжение (горное давление) σ_r , создаваемое весом горного массива и плотины, частично воспринимается скелетом горной породы $\sigma_{эф}$ и частично — поровым давлением p жидкости. Количественно это условие записывается следующим образом:

$$\sigma_r = \Pi p + (1 - \Pi)\sigma_{эф}, \quad (9)$$

где $\sigma_{эф}$ — эффективное напряжение сжатия в скелете горной породы.

Как следует из выражения (9), при извлечении жидкости из порового пространства происходит перераспределение напряжений: когда поровое давление уменьшается на Δp , то напряжение сжатия в скелете горной породы увеличивается на $\Delta\sigma_{эф}$. При постоянном значении σ_r имеем

$$\Delta\sigma_{эф} = -\frac{\Pi\Delta p}{(1 - \Pi)}. \quad (10)$$

Изменение порового давления на Δp эквивалентно по создаваемой в массиве деформации изменению горного давления (внешней нагрузки) на величину

$$\Delta\sigma_r = -\Pi\Delta p. \quad (11)$$

В соответствии с (3) и (11) уменьшение объёма V горной породы за счёт увеличения Δp даст следующее увеличение объёма выхода жидкости из пор:

$$\Delta V_3 = V\Delta\sigma_r\beta_б = -V\Delta p\Pi\beta_б. \quad (12)$$

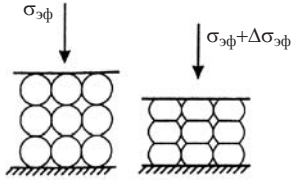


Рис. 1. Уменьшение объёма пор горной породы за счёт деформации пористого блока при увеличении эффективного напряжения сжатия на $\Delta\sigma_{эф}$

Это выражение определяет третью составляющую упругого запаса водонасыщенной горной породы, поскольку уменьшение объёма рассматриваемого блока горной породы произошло за счёт уменьшения его пористости (рис. 1).

Таким образом, при уменьшении порового давления (пьезометрического напора) горная порода переходит в новое напряжённо-деформированное состояние. За счёт трёх перечисленных факторов уменьшается объём порового пространства и увеличивается выход жидкости из пор горной породы. Это и есть упругий запас пористого пласта $V_{уп}$, величина которого определяется суммой выражений (7), (8) и (12):

$$V_{уп} = -V\Delta p [P\beta_{ж} + P\beta_{б} + (1 - P)\beta_{с}]. \quad (13)$$

Например, это выражение определяет объём жидкости, который отдаёт продуктивный пористый пласт за счёт запасённой упругой энергии при снижении порового давления на Δp в процессе разработки залежей нефти или добычи подземных вод. В другом частном случае это выражение определяет объём жидкости, который способен принять (вместить) массив пористой горной породы при закачке в него жидкости, когда давление в порах увеличивается на Δp .

В соответствии с формулой (5) стоящее в квадратных скобках выражение по своей физической сущности является точным определением коэффициента упругоёмкости пористого массива горных пород:

$$\beta^* = [(P\beta_{ж} + P\beta_{б} + (1 - P)\beta_{с})]. \quad (14)$$

Некоторые характеристики неоднородного скального основания плотины

| Мощность слоя, м | Пористость P | Трещинная пористость P_T | $k_{ф}$, м/сут | β^* , Па ⁻¹ | χ , м ² /с |
|------------------|----------------|----------------------------|-----------------|------------------------------|----------------------------|
| 0 – 200 | – | 0,02 | 0,100 | $0,71 \cdot 10^{-10}$ | 1,58 |
| 200 – 400 | – | 0,01 | 0,027 | $0,66 \cdot 10^{-10}$ | 0,45 |
| 400 – ∞ | 0,10 | – | 0,0045 | $0,83 \cdot 10^{-10}$ | 0,06 |

Выражение (14) справедливо как при уменьшении (отрицательном значении Δp), так и при увеличении порового давления на Δp . В первом случае объём $V_{уп}$ будет иметь знак “плюс”. Во втором случае объём $V_{уп}$ имеет знак “минус”.

Для чисто трещиноватых горных пород с трещинной пустотностью P_T роль зёрен, слагающих их скелет, выполняют условно непроницаемые блоки (отдельности). С учетом этого условия из (14) получаем выражение для коэффициента упругоёмкости скального массива с трещинной пористостью P_T и коэффициентом сжимаемости β_M :

$$\beta^* = P_T\beta_{ж} + P\beta_M + (1 - P_T)\beta_{б}. \quad (15)$$

Особенностью скальных массивов является то, что их проницаемость обусловлена межблоковой трещинной проницаемостью k_T и поровой проницаемостью k слагающих массив блоков (отдельностей). При этом в гидротехнической практике может, например, случиться, что до глубины 400 м будет доминировать трещинная проницаемость ($k_T > k$), а на глубинах более 400 м значения обеих проницаемостей становятся соизмеримыми ($k_T = k$).

Численные значения коэффициентов упругоёмкости и пьезопроводности скальных пород. Возьмем в качестве иллюстрации наиболее типичные значения коэффициентов сжимаемости взаимодействующих сред:

воды $\beta_B = 5 \cdot 10^{-10}$ Па⁻¹;

массива горной породы $\beta_M = 1 \cdot 10^{-10}$ Па⁻¹;

блока горной породы $\beta_{б} = 0,6 \cdot 10^{-10}$ Па⁻¹;

минеральных зёрен скелета

$\beta_{с} = 0,3 \cdot 10^{-10}$ Па⁻¹.

Сравнительные расчеты, выполненные по формулам (6) и (14), показывают, что при пористости $P = 0,15 - 0,25$ разница полученных значений коэффициента упругоёмкости β^* составляет около 10 %.

Рассмотрим характеристики неоднородного по проницаемости основания плотины, состоящего из трех пластов. Первый пласт скального массива до глубины 200 м характеризуется только трещинной проницаемостью. При трещинной пористости

$P_T = 0,02$ формула (15) дает значение коэффициента упругоёмкости $\beta_T^* = 0,71 \cdot 10^{-10} \text{ Па}^{-1}$. Обычно скальное основание плотин до глубины 200 м характеризуется высокой проницаемостью, обусловленной преимущественно трещиноватостью скальных пород. Примем $k_T = 112 \cdot 10^{-15} \text{ м}^2$ ($k_\phi = 0,10 \text{ м/сут}$). При вязкости воды $\mu = 10^{-3} \text{ Па} \cdot \text{с}$ коэффициент пьезопроводности этого трещиноватого массива в соответствии с (2) будет иметь значение $\chi = 1,58 \text{ м}^2/\text{с}$.

Второй пласт скального массива в пределах глубин 200 – 400 м также характеризуется трещинной проницаемостью. При трещинной пористости $P_T = 0,01$ формула (15) дает значение коэффициента упругоёмкости $\beta_m^* = 0,66 \cdot 10^{-10} \text{ Па}^{-1}$. Если принять значение трещинной проницаемости массива в пределах глубин от 200 до 400 м $k_T = 30 \cdot 10^{-15} \text{ м}^2$ ($k_\phi = 0,027 \text{ м/сут}$), то соответствующее значение коэффициента пьезопроводности $\chi = 0,45 \text{ м}^2/\text{с}$.

Третий слой залегает на глубинах более 400 м. Пусть на глубинах более 400 м проницаемость невелика $k = 5 \cdot 10^{-15} \text{ м}^2$ ($k_\phi = 0,0045 \text{ м/сут}$) и обусловлена преимущественно пористостью массива. При пористости горной породы $P = 0,1$ формула (14) дает значение коэффициента упругоёмкости $\beta^* = 0,83 \cdot 10^{-10} \text{ Па}^{-1}$. В таком случае коэффициент пьезопроводности $\chi = 0,06 \text{ м}^2/\text{с}$. Названные характеристики сведены в таблицу.

Пример расчета. Неустановившийся фильтрационный поток устанавливается в упругом скальном массиве с начальным пьезометрическим давлением p_m , когда давление в верхнем бьефе мгновенно увеличивается или уменьшается до значения $p_{вб}$ и в дальнейшем поддерживается постоянным. Задача заключается в определении давления $p(x, t)$ в любой точке x фильтрационного потока в любой момент времени t .

Интегрирование уравнения пьезопроводности (1) при названных начальных и граничных условиях даёт следующий закон распределения давления вдоль линии тока [4]:

$$p = p_{вб} + (p_m - p_{вб}) \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{\chi t}} \right), \quad (16)$$

где выражение $\operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{\chi t}} \right)$ — специальное обозначение интеграла вероятности, который является табулированной функцией в пределах от 0 до 1.

Типичные кривые распределения давления вдоль спрямленной линии тока в различные моменты времени в фильтрующем массиве при мгновен-

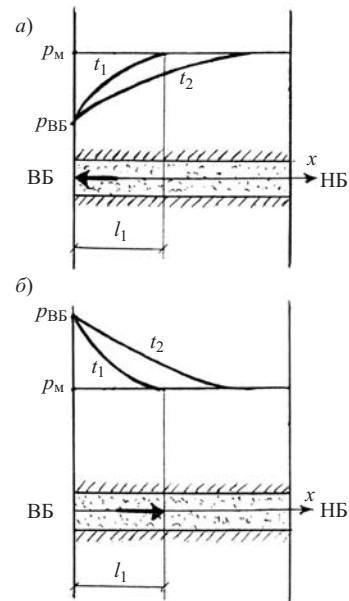


Рис. 2. Кривые распределения давления в различные моменты времени в плоско-поступательном фильтрационном потоке при мгновенном изменении УВБ на $\Delta p_{вб} = (p_m - p_{вб})$:

a — фильтрация в сторону ВБ при мгновенной сработке УВБ; l_1 — глубина проникновения фронта волны понижения фильтрационного давления за время t_1 ; *б* — фильтрация в сторону НБ при мгновенном увеличении УВБ; l_1 — глубина проникновения фронта волны повышения фильтрационного давления за время t_1

ном изменении УВБ на величину $\Delta p_{вб}$ приведены на рис. 2. В подобной постановке не исключается фильтрация в сторону верхнего бьефа (рис. 2, *a*).

Рассмотрим в качестве иллюстрации гидроузлы масштаба Саяно-Шушенской ГЭС (рис. 3). Примем, что основание плотины неоднородное по проницаемости, трехслойное и характеризуется приведенными выше тремя параметрами проницаемости k , и тремя соответствующими значениями коэффициента упругоёмкости β^* и коэффициента пьезопроводности χ (см. таблицу). Примем, что исходное значение давления p_m постоянно по всему массиву основания и вдоль каждой из пяти расчетных линии тока. Давление в верхнем бьефе (ВБ) мгновенно увеличилось на $\Delta p_{вб} = (p_{вб} - p_m) = 0,4 \text{ МПа}$ (на 40 м вод. ст.), после чего фронт волны повышения давления начал распространяться вдоль каждой линии тока в сторону нижнего бьефа (НБ).

Первая и все другие линии тока в слое 1 скального основания плотины замыкаются на дренаж. По причине высокой проницаемости этого слоя волна высокого фильтрационного напора (давления) проходит сквозь него очень быстро.

Вторая линия тока в слое 2 имеет длину около 800 м и проходит под плотинной на глубине 300 м. Волна высокого фильтрационного напора пройдет вдоль этой линии тока и выйдет в нижний бьеф примерно через двое суток после мгновенного повышения давления в ВБ. К этому моменту поровое

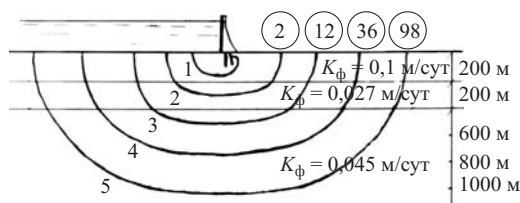


Рис. 3. Расчетные линии тока в неоднородном по проницаемости основании плотины, вдоль которых проникает волна повышения напора после подъема УВБ: 2, 12, 36, 98 — продолжительность (сутки) проникновения (выхода) фронта волны повышения фильтрационного напора в нижний бьеф

давление в этой области основания под плотиной на глубине 300 м увеличится на $0,35\Delta p_{вб}$.

Третья линия тока в слое 3 имеет длину около 1100 м и проходит под плотиной на глубине 500 м. Фронт волны высокого фильтрационного напора пройдет вдоль этой линии тока и выйдет в нижний бьеф примерно через 12 суток после мгновенного повышения давления в ВБ. К этому моменту в области основания под плотиной на глубине 500 м давление в порах скального массива увеличится на $0,16\Delta p_{вб}$.

Четвертая линия тока в слое 3 имеет длину около 2200 м и проходит под плотиной на глубине 700 м. Волна повышения фильтрационного давления пройдет этот путь примерно за 36 суток. К этому моменту под плотиной на глубине 700 м фильтрационное давление увеличится на $0,15\Delta p_{вб}$.

Обычно высокое значение УВБ после наполнения водохранилища больших сибирских ГЭС держится около четырех месяцев, поэтому после относительно быстрого выхода фронта волны высокого напора в нижний бьеф фильтрация в основании будет выходить на стационарный режим до тех пор, пока не начнется сработка водохранилища. Во всех рассмотренных областях основания фильтрационный напор под плотиной постепенно будет увеличиваться до $0,5\Delta p_{вб}$, пока не начнется сработка водохранилища.

Пятая линия тока подводит в основание под плотиной в нестационарном режиме на глубину 1000 м фильтрационное давление $0,2\Delta p_{вб}$ примерно в течение 98 суток. Больше этого значения давление в этой области скального массива не поднимется, так как после этого обычно начинается сработка водохранилища.

Выводы

1. Нестационарные фильтрационные процессы в большой толще основания и берегов необходимо рассматривать с позиций упругого режима фильтрации. Такой подход позволяет более точно учитывать силовые и температурные факторы, опреде-

ляющие долговременное поведение высоких плотин.

2. При решении нестационарных задач фильтрации в основаниях, сложенных пористыми скальными породами, следует пользоваться формулой коэффициента упругоэластичности (14). При расчете нестационарных задач фильтрации в трещиноватых средах следует пользоваться формулой коэффициента упругоэластичности (15). Эти формулы учитывают все особенности упругой деформации горной породы, вызванной изменением пьезометрического давления в порах и трещинах.

3. После создания глубокого водохранилища скальный массив берегов и основания плотины на больших глубинах насыщается водой высокого напора (заряжается упругой энергией) в течение нескольких лет эксплуатации. После каждого изменения УВБ происходит длительное переформирование фильтрационного потока и фильтрационных сил в основании плотины и берегах. Скорость перераспределения фильтрационного давления (пьезометрического напора) в массиве основания и берегов зависит от упругих и фильтрационных свойств пород. Например, до начала сезонной сработки НПУ дополнительный пьезометрический напор 8 м вод. ст. успевает проникнуть вглубь основания под плотину на 1000 м. При изменении УВБ процессы объемной упругой деформации фильтрующих скальных массивов происходят тем быстрее, чем меньше коэффициент упругоэластичности, больше проницаемость и больше коэффициент пьезопроводности пород оснований.

Список литературы

1. Тетельмин В. В., Уляшинский В. А. Упругий режим фильтрации в основаниях высоких плотин // Гидротехническое строительство. 2009. № 5. С. 17 – 22.
2. Тетельмин В. В., Уляшинский В. А. Техногенные воздействия и процессы в скальных основаниях плотин. — М.: Энергоатомиздат, 1990.
3. Щелкачев В. Н. Разработка нефтеводоносных пластов при упругом режиме. — М.-Л.: Гостоптехиздат, 1959.
4. Басниев К. С., Дмитриев Н. М., Каневская Р. Д. и др. Подземная гидромеханика. — М.-Ижевск: Ин-т компьютер. иссл., 2006.
5. Тетельмин В. В., Язев В. А. Реология нефти. — М.: Граница, 2009.
6. Тетельмин В. В., Язев В. А. Нефтегазовое дело: Полный курс. — Долгопрудный: ИД "Интеллект", 2009.
7. Савич А. И., Газиев Э. Г. Влияние водохранилищ на поведение скальных массивов оснований высоких плотин // Гидротехническое строительство. 2005. № 11. С. 33 – 37.
8. Уляшинский В. А., Тетельмин В. В., Идельсон В. Б. О двух факторах в ряду причин, вызывающих возбужденные землетрясения // Энергетическое строительство. 1988. № 3. С. 29 – 31.
9. Всеволожский В. А. Основы гидрогеологии. — М.: МГУ, 2007.

Экспериментальные исследования воздействия на водную среду отсыпок гравийных опор при строительстве морских газопроводов

Гришин Н. Н., кандидат физ.-мат. наук, Грицук И. И., кандидат техн. наук,
Дебольский В. К., доктор техн. наук (Институт водных проблем РАН),
Пономарёв Н. К., кандидат техн. наук (Российский университет дружбы народов)

Приводятся результаты исследований, проведенных в лаборатории гидравлики Российского университета дружбы народов. Целью исследований было обоснование масштабов возможного воздействия последствий от проведения строительных работ на морскую среду в районе воздействия газопровода “Северный поток”. Дано описание экспериментальной установки и методики экспериментов.

Ключевые слова: строительство морских газопроводов, отсыпка гравийных опор, взвешенное состояние частиц донных наносов, гранулометрический состав гравийной смеси, параметры распространения наносов.

Основными факторами воздействия строительства морских газопроводов на водную среду и потенциальными источниками трансграничного переноса являются подготовка морского дна для укладки трубопровода путем сооружения гравийных опор в углублениях дна во избежание провисания трубы и последующая её засыпка гравием для достижения устойчивости трубы на дне при транспортировке газа, температура которого на начальном участке трассы газопровода, как правило, выше температуры окружающей среды вследствие повышенного давления транспортируемого газа [2].

В настоящее время российский концерн ОАО “Газпром”, с зарубежными партнерами построивший и успешно эксплуатирующий морской газопровод “Голубой поток” из России в Турцию через Черное море, реализует проекты морских газопроводов “Северный поток” (Nord Stream) из России в Германию через Балтийское море и “Южный поток” (South Stream) из России в Европу через Чёрное море [1]. Международные консультации по экологическим аспектам проекта “Северный поток” показали, что большой интерес вызывает вопрос масштаба воздействия строительства газопровода на морскую среду (в частности, в районе острова Гогланд) [2]. Основным фактором такого воздействия является распространение частиц донных отложений, перешедших во взвешенное состояние в результате строительства на дне гравийных опор, сооружаемых для обеспечения безопасности расположения и функционирования морского газопровода.

Математическое моделирование процесса транспорта частиц наносов, перешедших во взвешенное состояние в результате строительства гравийных опор, показавшее практическое отсутствие влияния строительства газопровода на морскую среду на расстояниях, измеряемых сотнями метров, было независимо проведено двумя организациями: компанией “Ramboll” (Дания) — для всего участка трассы газопровода [4] и Вычислительным центром РАН им. А. А. Дородницына [3] — для российской секции газопровода.

Сопоставление принципов и результатов моделирования распространения взвеси, перешедшей во взвешенное состояние при сооружении гравийных опор, показало, что при общем выводе об отсутствии трансграничного переноса при строительстве газопровода в работах [3, 4] использовались различные начальные и граничные параметры моделей транспорта наносов. В частности, отличались значения таких важнейших параметров моделирования, как коэффициент взмучивания наносов K_n (отношение общей массы наносов, перешедших во взвешенное состояние к массе сброшенной гравийной смеси, формула 3) и высота подъема над дном облаков мутности $H_{c(s)}$, т.е. расстояние от дна до точки, в которой концентрация донных отложений, перешедших во взвешенное состояние в результате падения на дно частиц гравия, составляет заданную величину C_s . Компания “Ramboll” в расчетах [4] использовала $K_n = 0,6 \%$, исходя из теоретических предпосылок. Российские специалисты использовали $K_n = 2 \%$ ($1 \% + 1 \%$) [3] в соответствии с российским нормативным документом. При этом первое слагаемое, равное 1% , учитывает массу частиц донных отложений, перешедших во взвешенное состояние в результате падения на дно частиц гравия при строительстве гравийных опор, т.е. фактически значение K_n , а второе слагаемое, также равное 1% , описывает концентрацию тонкодисперсной взвеси, находящейся в сбрасываемой на дно гравийной смеси.

Для полной уверенности в надежности результатов, полученных с помощью математического моделирования транспорта наносов, по заданию компании “Nord Stream AG” были проведены исследования, в ходе которых были определены экспериментальные значения вышеуказанных параметров моделирования K_n и $H_{c(s)}$. Основной целью данных экспериментов было получение оценки предельно возможных значений параметров распространения наносов, перешедших во взвешенное состояние во время создания гравийных опор при строительстве российской секции морского газо-

провода “Северный поток”. Результаты экспериментов, проведенных в лаборатории гидравлики Российского университета дружбы народов, изложены в настоящей статье.

Экспериментальная установка и методика экспериментов

Для проведения экспериментов была создана экспериментальная установка, представляющая собой сосуд высотой 2 м прямоугольного сечения $0,40 \times 0,35$ м, выполненный из оргстекла, снабженный устройствами для отбора проб взвешенных наносов, наполнения сосуда водой из водопровода и её слива без нарушения установленной на дно кассеты, наполненной исследуемыми донными отложениями (рис. 1).

Кассета высотой 0,05 м во время экспериментов заполнялась грунтом, гранулометрический состав которого соответствовал донным отложениям Балтийского моря в районе острова Гогланд (табл. 1, 2, 3), где отсыпка гравийных опор при строительстве морского газопровода “Северный поток” может вызвать наиболее интенсивный переход во взвешенное состояние частиц донных наносов [3]. Гранулометрический состав гравийной смеси, используемой в экспериментах, также соответствовал гранулометрическому составу гравийной смеси, которую предполагается использовать при создании гравийных опор.

Из сравнения содержания тонкодисперсных фракций натурального и экспериментального донного грунта (табл. 3) видно, что в экспериментах использовался донный грунт, в котором содержание тонкодисперсных фракций было больше, чем в реальном донном грунте вблизи острова Гогланд: $D_{\text{частиц}} < 0,01$ мм — 11,5 и 10,7 %; $D_{\text{частиц}} < 0,05$ мм — 46,1 и 15,0 %; $D_{\text{частиц}} < 0,1$ мм — 61,5 и 31,5 % соответственно. Больше содержание тонкодисперсных частиц в используемом в экспериментах донном грунте по сравнению с природным позволяет заключить, что переход наносов во взвешенное состояние в экспериментах заведомо больше, чем будет в природных условиях. Следовательно, при строительстве газопровода количество наносов, переходящих во взвешенное состояние, будет заведомо меньше, чем в условиях эксперимента. Таким образом, достигается основная цель экспериментов — оценка предельно возможных значений параметров распространения наносов, которые могут перейти во взвешенное состояние при проведении гравийных отсыпок во время строительства российской секции морского газопровода “Северный поток”.

Наряду с соответствием гранулометрического состава донных отложений при проведении экспериментов использовался и гранулометрический состав гравийной смеси, максимально приближенный к натурным условиям. По информации, полученной от компании “Nord Stream AG”, при создании гравийных опор предлагается использовать достаточно крупный гравий (табл. 4).

В соответствии с проектной документацией для создания гравийных опор российского сектора газопровода “Северный поток” планируется использовать гравий карьера “Эркиля” в окрестностях г. Выборга [3]. В связи с этим для проведения экспериментов была использована гравийная смесь именно данного гравийного карьера. В настоящее время месторождение “Эркиля” производит щебень и гравий фракции 20 – 40 мм. Однако для экспериментов удалось приготовить гравийную смесь требуемого состава, указанного в табл. 4, т.е. $D_5 = 22$ мм; $D_{50} = 60$ мм и $D_{90} = 100$ мм.

Таким образом, в экспериментах использовались донные отложения и сбрасываемые на дно частицы гравия, гранулометрический состав которых максимально приближен к натурным условиям.

Методика экспериментов. Кассету с предварительно увлажненным грунтом, гранулометрический состав которого соответствует условиям донных отложений в районе острова Гогланд, помещали на дно сосуда (рис. 1). На сосуде были установлены разметки по высоте от поверхности уложенного в кассете грунта, соответствующее осветительное оборудование и секундомер.

Гравийную смесь вбрасывали в сосуд в предварительной серии экспериментов с поверхности, а в серии основных экспериментов — через трубу диаметром 110 мм, устанавливаемую на различных расстояниях от дна ($H_0 = 0,60; 1,20$ и $1,80$ м). Процессы падения зерен гравия и взмучивания грунта снимали двумя кинокамерами: одной кинокамерой — процесс падения зерен гравия и взмучивания донных отложений по всей высоте сосуда, а второй — процесс, происходящий в придонной области.

В различных сериях экспериментов использовали три отличающихся по массе ($M_{\text{гр}} = 1000, 2000$ и 4000 г), но идентичных по гранулометрическому составу набора гравийной смеси, которые сбрасывали через трубу, устанавливаемую на различных расстояниях над дном трубы ($H_0 = 0,60; 1,20$ и $1,80$).

Во всех экспериментах наблюдалась типичная картина изменения содержания взвешенных частиц в придонной области экспериментальной установки после падения гравия: высота облака мутности через 15 мин после падения заметно уменьшилась, а через 90 – 120 мин вода стала практически прозрачной (рис. 2).

После вбрасывания в сосуд гравийной смеси проводили отбор проб воды, содержащих взмученные со дна частицы донных отложений вакуумным батометром на шести горизонтах (на расстоянии от дна 0,06; 0,12; 0,24; 0,48; 0,96 и 1,44 м). Отбор проб проводили сразу после сбрасывания частиц гравия, а затем с интервалами 15, 30, 60, 90 и 120 мин. Объем каждой пробы взвешенной среды составлял 0,17 л. Пробы фильтровались через предварительно высушенные и взвешенные на аналитических весах ядерные фильтры диаметром 35 мм. Аналитические весы поверяли перед взвешиванием



Рис. 1. Общий вид установки

фильтров каждой серии экспериментов. Концентрация взвеси определялась как отношение веса сухого остатка пробы к объему воды пробы.

Оценка точности полученных экспериментальных данных показала, что в области наиболее часто встречающихся в эксперименте значений концентрации взвешенных наносов ($C_s = 50 \dots 250$ мг/л) максимальные абсолютные ошибки определения единичных концентраций взвеси были в диапазоне $\Delta(C_s) = 1,5 \dots 2,8$ мг/л. При этом относительные максимальные ошибки определения концентрации взвеси укладывались в диапазон $\Delta(C_s)/C_s = 1,1 \dots 3,0$ %.

Основные результаты проведенных экспериментов

Оценка фоновой концентрации взвеси, обусловленной наличием тонкодисперсной фракции в сбрасываемой гравийной смеси. Как было указано ранее, для создания гравийных опор российского участка газопровода “Северный поток” предполагается использовать гравий Выборгского гравийного карьера “Эркиля”, который использовался в описываемых экспериментах. Как известно, любая гравийная смесь содержит определенное количество частиц, относящихся к тонкодисперсной фракции, которые при сбросе в воду будут создавать фон, имеющий определенную концентрацию. Исполь-

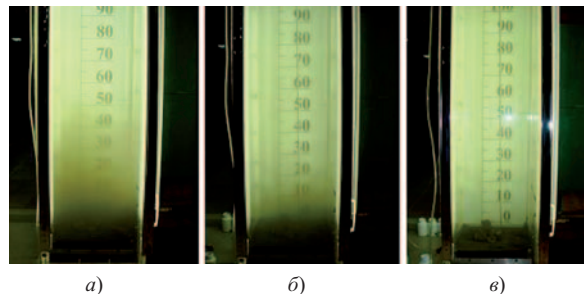


Рис. 2. Придонная область сразу после падения гравия (а), через 15 мин (б) и через 90 мин (в) после падения гравия

зуемая в экспериментах гравийная смесь в соответствии с паспортом гравийного карьера “Эркиля” содержит 0,8 % (по массе) пылевидных, глинистых и илистых частиц. Сделаем приближенную оценку фоновой концентрации C_{sph} , которая будет создаваться тонкодисперсными частицами гравийной смеси карьера “Эркиля” при их сбросе в воду, исходя из следующих приближений:

все частицы тонкодисперсной фракции при падении гравийной смеси перейдут в воду;

перешедшие в воду частицы тонкодисперсной фракции гравийной смеси равномерно заполнят объем, площадь которого равняется площади экспериментальной установки ($0,14$ м²), а высота — высоте над дном трубы H_0 , из которой сбрасывается гравийная смесь.

Фактически в экспериментах концентрация тонкодисперсных частиц в ограниченном “шлейфе” падающей гравийной смеси визуально выглядела существенно выше, чем во всем придонном слое жидкости экспериментальной установки. При оценке данная неравномерность распределения концентрации не учитывается, что компенсирует тот факт, что не вся тонкодисперсная фракция перешла во взвесь.

Таким образом, значения фоновых концентраций C_{sph} , определенные при вышеуказанных условиях для планируемых экспериментов и приведенные в табл. 5, могут быть рассмотрены как нижняя граница оцениваемой величины.

Полученные значения фоновой концентрации C_{sph} были одного порядка с величинами концентрации наносов, переходивших во взвешенное состояние из дна в результате взаимодействия с частицами гравия C_s . Вследствие этого для достоверной оценки закономерностей изменения величины C_s в

Таблица 1

Гранулометрический состав донного грунта вблизи острова Гогланд (натурные данные [3])

| Содержание, % по весу, частиц, диаметр, мм | | | | | | | |
|--|---------|------------|-------------|-------------|-------------|--------------|---------|
| > 1,00 | 1 – 0,5 | 0,5 – 0,25 | 0,25 – 0,10 | 0,10 – 0,05 | 0,05 – 0,01 | 0,01 – 0,002 | < 0,002 |
| 1,5 | 2,5 | 1,5 | 63,0 | 16,5 | 4,3 | 6,0 | 4,7 |

Таблица 2

Гранулометрический состав донного грунта, используемого в эксперименте

| Содержание, % по весу, частиц, диаметр, мм | | | | | | | | |
|--|---------|------------|-------------|-------------|-------------|--------------|---------------|---------|
| > 1,00 | 1 – 0,5 | 0,5 – 0,25 | 0,25 – 0,10 | 0,10 – 0,05 | 0,05 – 0,01 | 0,01 – 0,005 | 0,005 – 0,001 | < 0,001 |
| – | 13,9 | 13,6 | 11,1 | 15,4 | 34,6 | 3,5 | 2,7 | 5,3 |

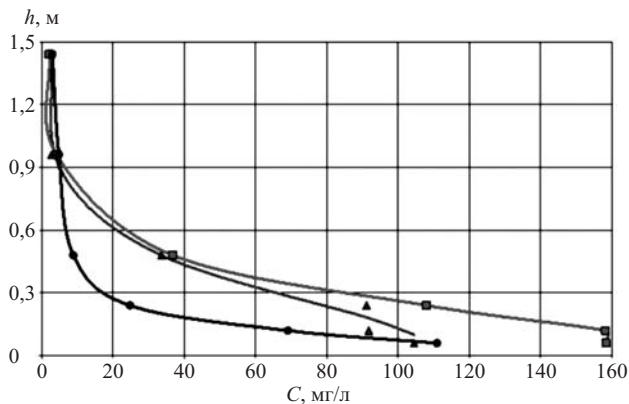


Рис. 3. Распределение концентрации взвешенных наносов сразу после сброса гравийной смеси массой 1000 г при различной высоте сброса: $H_0 = 0,6$ м — ■; 1,2 м — ▲; 1,8 м — ●

придонной области экспериментальной установки гравийная смесь перед сбрасыванием промывалась и тонкодисперсная фракция смывалась. Фактически некая часть тонкодисперсной фракции в гравийной смеси оставалась, и в экспериментах (в частности, при сбросе гравийной смеси массой 4000 г с высоты 1,80 м) визуально можно было различить еле заметный след взвеси сразу за падающими зернами гравия до их контакта с дном. При контактах частиц с дном было видно, что “облака мутности” не поднимались выше 1,00 – 1,10 м. Поэтому оценка реальной остаточной фоновой концентрации C_{so} в экспериментах (остающейся после промывки гравийной смеси) была сделана на основании значений концентрации на высоте, превышающей 1,20 м, определенных по сглаженным экспериментальным кривым (табл. 6). Экспериментально определенная величина погрешностей значений C_{so} , приведенных в табл. 6, оценивалась как $\Delta(C_{so}) = 1,5 \dots 2,0$ мг/л.

Экспериментальные распределения концентрации взвешенных наносов. В проведенных сериях экспериментов в непосредственной близости от дна потока концентрация наносов, перешедших во взвешенное состояние в результате падения частиц гравия, составляла порядка 100 ... 350 мг/л (рис. 3 – 6) в зависимости от условий конкретных экспериментов: высоты трубы, из которой сбрасывалась гравийная смесь над дном ($H_0 = 0,60 \dots 1,80$ м), и массы сбрасываемой гравийной смеси ($M_{gr} = 1000 \dots 4000$ г). Совмещенные

Таблица 3

Сравнение содержания тонкодисперсных фракций в пробах донных наносов, отобранных вблизи острова Гогланд и использованных в экспериментах

| Описание проб донных наносов | Содержание, % по весу, частиц меньшего размера D , мм | | |
|------------------------------|---|------------|------------|
| | $D < 0,1$ | $D < 0,05$ | $D < 0,01$ |
| Натурные условия | 31,5 | 15,0 | 10,7 |
| Эксперимент | 61,5 | 46,1 | 11,5 |

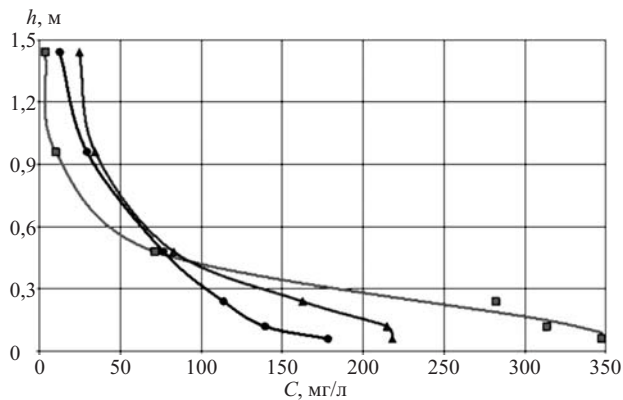


Рис. 4. Распределение концентрации взвешенных наносов сразу после сброса гравийной смеси массой 4000 г при различной высоте сброса: $H_0 = 0,6$ м — ■; 1,2 м — ▲; 1,8 м — ●

графики, на которых нанесены по три кривые зависимости концентрации перешедших во взвешенное состояние наносов от расстояния от дна $C(h)$ для трех различных высот над дном точки сброса гравийной смеси $H_0 = 0,60; 1,20$ и $1,80$ м, обнаруживают любопытный факт: наибольшая концентрация переходящих во взвесь донных частиц наблюдалась при минимальной высоте сброса гравия ($H_0 = 0,60$ м). Эта закономерность была свойственна для всех трех значений массы сбрасываемой гравийной смеси: 1000 г (рис. 3); 2000 и 4000 г (рис. 4).

Анализ совмещенных графиков, на которых нанесены по три кривые $C(h)$ для трех различных значений массы гравийной смеси (1000, 2000 и 4000 г) для фиксированной высоты над дном трубы, через которую сбрасывается эта гравийная смесь (рис. 5 и 6), дает количественную оценку достаточно ожидаемого результата: чем больше масса сбрасываемой смеси, тем в общем случае большее количество донных отложений переходит во взвешенное состояние при данной высоте сброса; при этом во всех экспериментах максимальное количество донных частиц перешло во взвешенное состояние при максимальном весе сбрасываемого гравия ($M_{gr} = 4000$ г).

Экспериментально определенные зависимости концентрации взвесенесущей среды C от расстоя-

Таблица 4

Гранулометрический состав гравийной смеси, рекомендованной для создания гравийных опор при строительстве морского газопровода “Северный поток”

| Размер частиц определенного процентного состава | Размер частиц D , мм | | |
|---|------------------------|------|-------|
| | цель (оптимум) | мин. | макс. |
| D_{max} | – | – | 125 |
| D_{90} | 100 | 90 | 115 |
| D_{50} | 60 | 50 | 70 |
| D_5 | 22 | 16 | 32 |

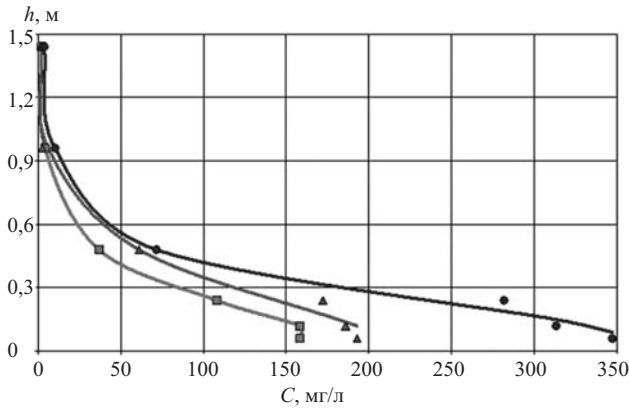


Рис. 5. Распределение концентрации взвешенных наносов сразу после сброса гравийной смеси различной массы ($M_{gr} = 1000$ г — ■; 2000 г — ▲; 4000 г — ●) с высоты 0,6 м

ния h от дна потока $C(h)$ позволяют определить общую массу донных отложений M_{ss} , перешедших во взвешенное состояние в результате удара частиц гравийной смеси о дно. Это делается путем суммирования массы взвеси M_i в слое толщиной Δh , площадь которого равняется площади экспериментальной установки ($S_{exp} = 0,14$ м²), а средняя по слою концентрация взвеси равна C_i . Величина M_i очевидно равна

$$M_i = C_i \Delta h S_{exp}. \quad (1)$$

$$M_{ss} = \sum M_i. \quad (2)$$

Значения M_{ss} , полученные для различных экспериментов, позволяют определить коэффициента взмучивания наносов K_H :

$$K_H = M_{ss} / M_{gr}, \quad (3)$$

где M_{gr} — масса частиц гравия, сбрасываемых на дно; M_{ss} — общая масса частиц донных отложений, перешедших во взвешенное состояние в результате падения на дно частиц гравия.

Значения коэффициента взмучивания наносов. Для определения коэффициента взмучивания наносов K_H необходимо было сначала определить значения M_{ss} . Эти значения были определены (табл. 7) с помощью полученных экспериментальным путем

Таблица 5

Оценка средних значений фоновой концентрации C_{sph} взвеси гравийной смеси месторождения “Эркиля”

| Высота сброса гравийной смеси над дном H_0 , м | Средние значения фоновой концентрации C_{sph} , мг/л | | |
|--|--|------|------|
| | Масса сбрасываемой гравийной смеси M_{gr} , г | | |
| | 1000 | 2000 | 4000 |
| 1,80 | 32 | 63 | 127 |
| 1,20 | 48 | 95 | 190 |
| 0,60 | 95 | 190 | 381 |

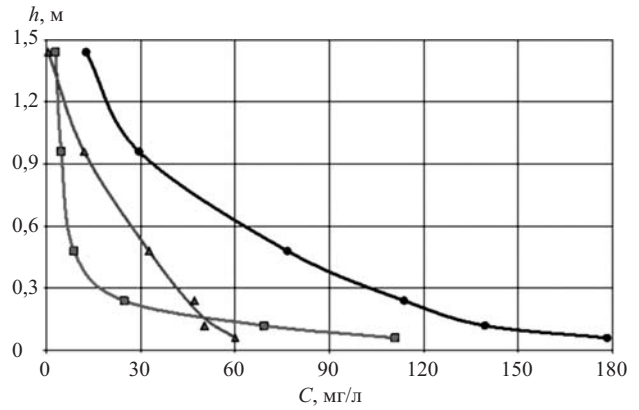


Рис. 6. Распределение концентрации взвешенных наносов сразу после сброса гравийной смеси различной массы ($M_{gr} = 1000$ г — ■; 2000 г — ▲; 4000 г — ●) с высоты 1,8 м

зависимостей концентрации взвесенесущей среды C от расстояния h от дна потока, как это указано ранее.

Значения коэффициента взмучивания наносов K_H , полученные с помощью вычисленных величин M_{ss} (табл. 7) и использованных при проведении экспериментов значений M_{gr} , имеют порядок 10^{-3} , или десятые доли процента (табл. 8). Среднее значение этого коэффициента оказалось равно

$$\langle K_H \rangle = 0,49 \%. \quad (4)$$

Оценив отклонения $(\Delta K_H) = K_H - \langle K_H \rangle$ полученных значений коэффициента K_H от вышеуказанного среднего значения (табл. 9) и получив среднее значение этих отклонений $\langle \Delta K_H \rangle = 0,15 \%$, можно записать:

$$K_H = \langle K_H \rangle \pm \langle \Delta(K_H) \rangle = (0,49 \pm 0,15) \%. \quad (5)$$

Если осреднить значения K_H , полученные в экспериментах, в которых гравийная смесь разной массы ($M_{gr} = 1000, 2000$ и 4000 г.) сбрасывалась с фиксированной высоты, H_0 , то выявится очевидная зависимость (табл. 9): чем больше значение высоты H_i , с которой сбрасывалась гравийная смесь, тем меньше значение коэффициента K_H (при прочих равных условиях), т.е. тем меньшее количество

Таблица 6

Экспериментальная оценка средних значений остаточной фоновой концентрации C_{so} взвеси промытой гравийной смеси месторождения “Эркиля”

| Высота сброса гравийной смеси над дном H_0 , м | Значения остаточной фоновой концентрации C_{so} , мг/л | | |
|--|--|------|------|
| | Масса сбрасываемой гравийной смеси M_{gr} , г | | |
| | 1000 | 2000 | 4000 |
| 1,80 | 3,9 | 1,8 | 25,0 |
| 1,20 | 1,2 | 2,6 | 2,6 |
| 0,60 | 3,1 | 3,1 | 3,6 |

Таблица 7

Значения общей массы донных отложений M_{ss} , перешедших во взвешенное состояние в результате удара частиц гравийной смеси о дно, при различных условиях экспериментов

| Высота сброса гравийной смеси над дном H_0 , м | Значения общей массы донных отложений M_{ss} , перешедших во взвешенное состояние, г | | |
|--|--|-------|-------|
| | Масса сбрасываемой гравийной смеси M_{gr} , г | | |
| | 1000 | 2000 | 4000 |
| 1,80 | 3,83 | 4,96 | 13,04 |
| 1,20 | 6,49 | 8,12 | 16,74 |
| 0,60 | 8,66 | 11,88 | 18,94 |

донных частиц перейдет во взвешенное состояние. Из табл. 9 видно, что при прочих равных условиях количество донных наносов, перешедших во взвешенное состояние в результате взаимодействия с падающей гравийной смесью при сбросе гравия с высоты 0,60 м ($\langle K_n \rangle = 0,64 \pm 0,14$), более чем на 80 % превосходило их количество при сбросе гравия с высоты 1,80 м ($\langle K_n \rangle = 0,32 \pm 0,05$).

Следует отметить, что существенную роль в выявленной закономерности играет процесс сортировки частиц по их гидравлической крупности. Оседающие с большей высоты частицы гравийной смеси успевают отсортироваться в соответствии с их размерами или, что одно и то же, в соответствии со скоростями их осаждения. При этом возникает эффект “защитного слоя” или своеобразной “отмостки”: донные частицы выбиваются из грунта лишь первыми из падающих на дно частиц, а некоторая часть частиц, упавших на дно позже, попадает на участки дна, уже покрытые ранее упавшими частицами гравия, поэтому они оказывают меньшее воздействие на переход донных частиц во взвешенное состояние.

Можно видеть, что полученные экспериментально значения коэффициента взмучивания наносов $K_n = \langle K_n \rangle \pm \Delta(K_n) = (0,49 \pm 0,15) \%$ меньше значений этого коэффициента, используемого как компанией “Ramboll” ($K_n = 0,6 \%$ [4]), так и российскими специалистами ($K_n = 2 \%$ ($1 \% + 1 \%$) [3]) при моделировании процесса переноса частиц наносов, перешедших во взвешенное состояние при создании гравийных опор.

Выводы

Таким образом, результаты выполненных экспериментов в масштабе 1:1 (реальные составы донных отложений и гравийной смеси, её сброс с высоты от 1,8 м, как предполагается в проекте) показали, что создание опор трубопровода путем отсыпки гравийной смеси при строительстве газопровода будет оказывать влияние на окружающую

Таблица 8

Значения коэффициента взмучивания наносов K_n при различных условиях экспериментов

| Высота сброса гравийной смеси над дном H_0 , м | Значения коэффициента взмучивания наносов $K_n = M_{ss}/M_{gr}$, % | | |
|--|---|------|------|
| | Масса сбрасываемой гравийной смеси M_{gr} , г | | |
| | 1000 | 2000 | 4000 |
| 1,80 | 0,38 | 0,25 | 0,33 |
| 1,20 | 0,65 | 0,41 | 0,42 |
| 0,60 | 0,87 | 0,59 | 0,47 |

Таблица 9

Средние значения коэффициента взмучивания наносов $\langle K_n \rangle$ для различных высот над дном трубы, из которой производился сброс гравийной смеси

| Высота сброса гравийной смеси над дном H_0 , м | Средние для данной высоты H_i значения коэффициента осаждения K_{n0} , % |
|--|--|
| 1,80 | $0,32 \pm 0,05$ |
| 1,20 | $0,49 \pm 0,10$ |
| 0,60 | $0,64 \pm 0,14$ |

щую морскую среду (оцениваемое через распространение наносов, перешедших во время этих работ с поверхности дна во взвешенное состояние) в меньшей мере, чем это предполагалось по в результате математического моделирования этого процесса. Основанием этого вывода является то, что экспериментально определенное среднее значение коэффициента взмучивания наносов оказалось меньше тех значений K_n , которые использовались в расчетах как российских, так и зарубежных специалистов.

Список литературы

1. Гришин Н. Н. Транспорт наносов как фактор, определяющий возможность трансграничного воздействия на водную среду при прокладке морских газопроводов. Динамика и термика рек, водохранилищ и прибрежной зоны морей // Труды VII конференции. — М.: Российский университет дружбы народов, 2009.
2. Документация по оценке воздействия на окружающую среду, разработанная “Nord Stream” для проведения консультаций в рамках Конвенции Эспо / Nord Stream AG. 2009. <http://www.nord-stream.com/ru/eia-permitting/international-consultation-process/nord-stream-espoo-report.html>.
3. Проект строительства морского газопровода “Nord Stream” (российский сектор). Т. 8. Охрана окружающей среды. Кн. 1. Морской участок. Ч. 1: Оценка воздействия на окружающую среду. 2008. www.nord-stream.com/ru/eia-permitting/national-permitting-processes/nationalpage.html.
4. Offshore pipeline through the Baltic Sea. Spreading of sediment and contaminants during works in the seabed. Memo 4.3A-5. Nord Stream / Ramboll. November 2007.

Поздравление Виктору Ивановичу Борисову

4 марта 2011 г. исполняется 80 лет выдающемуся инженеру, крупному организатору энергетического строительства, лауреату премии Совета Министров СССР, заслуженному работнику ЕЭС России, ветерану энергетики СССР Виктору Ивановичу Борисову, вся трудовая деятельность которого была связана со строительством гидравлических, тепловых и атомных электростанций.

Закончив в 1953 г. Куйбышевский гидротехнический институт, В. И. Борисов работал на строительстве Куйбышевской ГЭС на р. Волге прорабом, затем начальником участка района № 1, СМУ правого берега Куйбышевгидростроя. На строительстве Заинской ГРЭС в Татарии работал начальником района № 1. Будучи главным инженером Управления строительства “Татэнергострой” В. И. Борисов обеспечил ввод в эксплуатацию первых блоков электростанции мощностью 200 МВт каждый.

В 1963 г. В. И. Борисов был назначен начальником строительства крупнейшей в мире заполярной Усть-Хантайской ГЭС. Построенная в короткие сроки в сложнейших природно-климатических условиях эта гидроэлектростанция дала ток Норильскому горнометаллургическому комбинату и городам Норильску, Игарке, Дудинке.

В 1972 г. В. И. Борисов был назначен начальником Главгидроэнергостроя Минэнерго СССР. Под его руководством осуществлялось строительство многих крупнейших гидравлических и тепловых электростанций во всех регионах Советского Союза.

В 1978 г. В. И. Борисов стал членом коллегии Министерства и начальником ВСМО “Союзатом-



энергострой”, которое вело строительство 13 атомных электростанций, таких, как Курская, Смоленская, Калининская, Нововоронежская, Запорожская, Южно-Украинская, Ровенская, Хмельницкая, Балаковская, Кольская, Армянская и др.

В 1986 – 1992 гг., являясь советником Посольства СССР и РФ в Иране, В. И. Борисов занимался вопросами восстановления и строительства ТЭС Иефаган и Рамин, а также Исфаганского металлургического комбината и ГЭС Ходоаферин на р. Аракс.

В настоящее время В. И. Борисов входит в состав руководства Совета ветеранов войны и труда энергетиков Минэнерго РФ. Он располагает к себе чуткостью и доброжелательностью, готовностью оказать каждому нуждающемуся поддержку и помощь.

За выдающиеся достижения в области становления и развития отечественной энергетики Виктор Иванович Борисов удостоен высших государственных и отраслевых наград, среди которых орден Ленина, два ордена Трудового Красного Знамени, орден “Знак Почета” и многие медали. Он удостоен звания “Заслуженный работник Единой энергетической системы”, многих почетных званий России и других республик СНГ.

В день славного юбилея редколлегия и редакция журнала “Гидротехническое строительство”, коллеги и друзья сердечно поздравляют Виктора Ивановича и желают ему крепкого здоровья, счастья и удачи.

Современный этап развития водного хозяйства и гидроэнергетики Вьетнама

Пехтин В. А., Беллендир Е. Н., Радченко В. Г.

Рассказывается о современном развитии водного хозяйства и гидроэнергетики Вьетнама.

Ключевые слова: Вьетнам, водное хозяйство, гидроэнергетика, национальные программы, ГЭС Хоабинь, гидроузел Шон-Ла.

22 – 26 мая 2010 г. в г. Ханое (Вьетнам) прошло 78-е ежегодное собрание Международной комиссии по большим плотинам (СИГБ), объединяющей 90 стран мира. Программа собрания включала заседания 24 технических комитетов СИГБ, международный симпозиум “Плотины и устойчивое развитие водных ресурсов” и заседание Исполкома СИГБ. Накануне собрания прошел научный форум “Уменьшение влияния природных катастроф и изменения климата”. Перед началом собрания и после его окончания состоялись технические туры для ознакомления с объектами гидроэнергетики Вьетнама, такими как ГЭС Хоабинь, Шон Ла и др. [1].

Вьетнамский национальный комитет по большим плотинам был образован в 2004 г. и уже в 2005 г. Вьетнам вошел в состав СИГБ. Присоединение Вьетнама к этой международной общественной гидротехнической организации связано с осуществлением в настоящее время в стране масштабной программы гидротехнического и гидроэнергетического строительства, решающей одну из основных задач социально-экономического развития вьетнамского общества — многоцелевое и всеобъемлющее развитие водного хозяйства. В силу природно-климатических и экономических условий страны указанная программа требует ускоренного строительства плотин и водохранилищ и при этом комплексного решения задач, таких, как генерация электрической энергии, регулирование паводков (представляющих для страны серьезную проблему), ирригация, промышленное и бытовое водоснабжение, рекреация, защита окружающей среды и т.д. [1, 2]. В этом направлении во Вьетнаме за последние 20 лет достигнуты значительные успехи, с которыми участники собрания ознакомились во время его проведения.

Вьетнам — страна Юго-Восточной Азии, расположенная на полуострове Индокитай. Территория Вьетнама площадью 331 000 км² протянулась узкой полосой в меридиональном направлении с севера на юг на 1750 км. На севере Вьетнам граничит с Китаем, на западе — с Лаосом и Камбоджей.

С востока страну омывает Южно-Китайское море, а с юго-запада — Сиамский залив.

Население страны, состоящее из 54 этнических групп, по данным переписи 2009 г. составляет примерно 86,2 млн. человек. Городское население приближается к 30 %. Плотность населения во Вьетнаме одна из самых высоких в мире — около 260 чел/км².

Большую часть поверхности Вьетнама (75 %) занимают низкой и средней высоты горы, расчлененные долинами. Преобладающие высоты 500 – 1000 м, наиболее высокая вершина имеет отметку 3280 м.

Климат муссонный субэкваториальный с жаркой на юге и прохладной на севере зимой и с резко выраженным максимумом осадков в период влажных муссонных ветров. Для большей части страны влажным является летний муссон юго-западный или юго-восточный, сухим — зимний, северо-восточный. Среднее количество осадков примерно 2000 мм при максимуме 4000 – 5000 мм и минимуме 1000 мм. В невысоких районах средняя температура самого холодного месяца от 15 °С на севере (январь) до 26 °С на юге (декабрь). Температура самого теплого месяца на севере до 30 °С, а на юге до 40 °С и выше.

Речная сеть густая. Всего в стране 2400 рек и ручьев длиной более 10 км. Почти все реки порожистые, принадлежат бассейну Южно-Китайского моря. Для них характерно резкое повышение уровня воды в сезон муссонных дождей (до 10 м и более) и повышение расходов в десятки раз. На реках севера, юга и западного склона центральной части страны половодья бывают в июне — октябре, на реках восточного склона центральной части страны — в сентябре — декабре. Главные реки Вьетнама на севере — Хонгха (Красная) с крупным притоком Да (Черная), их длина в пределах страны 475 км; на юге — Меконг, принадлежащий Вьетнаму только в низовьях на длине около 220 км [3].

Годовой сток рек Вьетнама равен примерно 340 км³/год, но вместе со стоком, приходящим с

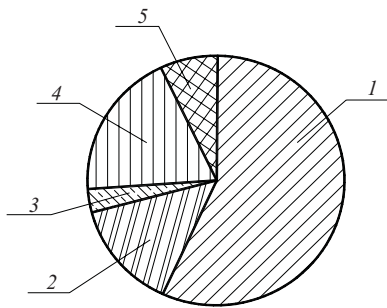


Рис. 1. Распределение больших плотин Вьетнама по их типу:

1 — грунтовые (57 %); 2 — каменно-земляные с ядром (14 %); 3 — каменнонабросные, CFRD (с железобетонным экраном, 3 %); 4 — бетонные, RCC (из укатанного бетона, 19 %); 5 — бетонные гравитационные (7 %)

верховьев рек, расположенных за рубежом, общий сток составляет $847 \text{ км}^3/\text{год}$. Подземные источники дают еще $60 \text{ км}^3/\text{год}$. Объем водных ресурсов на душу населения равен $9850 \text{ м}^3/\text{год}$, что выше среднемирового уровня, равного $6540 \text{ м}^3/\text{год}$. Но в целом, если учитывать только собственные водные ресурсы, Вьетнам можно классифицировать как страну, не обладающую достаточным количеством воды. Кроме того, водные ресурсы характеризуются неравномерностью распределения воды по году, деградацией качества воды вблизи промышленных зон, значительным влиянием таких природных катаклизмов, как паводки, засухи, интрузии соли из морской воды в дельтах рек и др. Общий сток большой, но водные ресурсы, которые можно использовать для народного хозяйства в долгосрочном разрезе, лимитированы и крайне нестабильны.

Общий объем всех водохранилищ Вьетнама равен 36 км^3 . Водоохранилища делят на две категории — только энергетические и многоцелевые, которые предназначены для регулирования паводков, обеспечения водоснабжения, ирригации, производства электрической энергии и других целей. Водой из этих водохранилищ орошают 500 тыс. га земли разного назначения и 1 млн. га полей риса и зерновых культур, что позволяет производить пищевую продукцию не только для страны, но и на экспорт [2].

Следует подчеркнуть, что во Вьетнаме имеются богатые исторические традиции создания гидротехнических сооружений. Земляные дамбы в бассейне р. Меконг строили начиная с 12 в. Первые большие каналы были прорыты в дельте р. Меконг около 300 лет назад. Большие ирригационные системы, включавшие дамбы, каналы и шлюзы, строили в 20–30-х гг. прошлого века. Было построено более 2500 прудов и 500 водохранилищ с объемами, превышающими $5 \cdot 10^6 \text{ м}^3$. Впоследствии был возведен еще ряд малых и средних гидроузлов с грунтовыми и бетонными плотинами высотой менее 30 м и водохранилищами объемом менее 50 млн. м^3 . В основном они обслуживали потребности

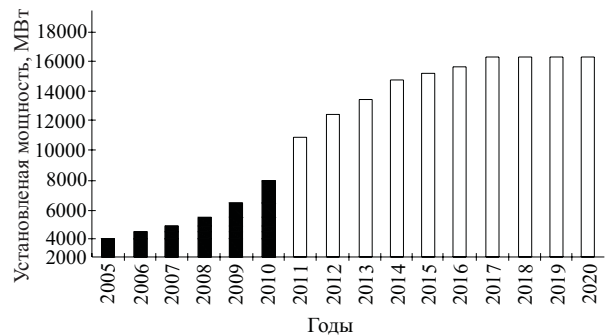


Рис. 2. Рост мощности ГЭС по годам (фактическая — до 2010 г., по плану — до 2020 г.)

сельского хозяйства. Но активное строительство современных гидротехнических и гидроэнергетических объектов началось только после окончания в 1975 г войны за объединение страны и особенно в последние 10–15 лет.

По данным [4, 5] теоретический гидропотенциал Вьетнама равен примерно 300 тыс. ГВт · ч/год, технически возможный — 120 тыс. ГВт · ч/год, экономически целесообразный — около 100 тыс. ГВт · ч/год, что отвечает 25 тыс. МВт установленной мощности.

В настоящее время Вьетнам имеет в эксплуатации 180 гидроузлов с большими плотинами разных типов. Распределение плотин по типам представлено на рис. 1. Общая мощность гидроагрегатов на конец 2009 г. составляла порядка 6500 МВт. Рост мощностей гидроагрегатов по годам (до 2010 г. и по планам до 2020 г.) показан на рис. 2. В таблице приведен перечень наиболее значимых вьетнамских гидроузлов, недавно построенных и строящихся, с плотинами разных типов [6].

Строительство энергетических объектов во Вьетнаме уже более 15 лет (с 1994 г.) в основном осуществляет Государственная электроэнергетическая корпорация (EVN), подчиняющаяся Министерству промышленности Вьетнама. Корпорация ответственна за производство и снабжение электроэнергией быстро развивающейся национальной экономики. В функции корпорации входит строительство, инвестирование, производство электроэнергии, ее продажа, телекоммуникации, финансирование проектов и банковские операции.

Общее состояние электроэнергетики Вьетнама за последние годы характеризуется следующими показателями. По данным [5] на конец 2008 г. общая установленная мощность энергоагрегатов всех типов составляла 15228 МВт, из которых 11560 МВт принадлежало EVN, а 3668 МВт — другим компаниям. В общем балансе примерно 5500 МВт приходилось на гидроэнергию (36,4 %), 1655 МВт — на тепловые станции на угле (11 %), 4157 МВт — на станции на газе (27,3 %) и 158 МВт

| Гидроузел | Высота плотины, м | Окончание строительства, год |
|---|-------------------|------------------------------|
| Каменно-земляные плотины | | |
| Hoа Binh | 128 | 1991 |
| Can Don | 70 | 1999 |
| Yaly | 69 | 2000 |
| Ham Thuan | 94 | 2001 |
| Da Mi | 80 | 2001 |
| Tan Giang | 38 | 2001 |
| Long Song | 46 | 2004 |
| Dai Ninh | 54 | 2009 |
| Dax Mi 1 | 80 | 2011 |
| Huoi Quang | 104 | 2012 |
| Каменнонабросные плотины с железобетонными экранами (CFRD) | | |
| Tuyen Quang | 92 | 2004 |
| Quang Tri | 75 | 2008 |
| Cua Dat | 119 | 2010 |
| Song Bung | 100 | 2013 |
| Земляные плотины | | |
| Buon Tua Srah | 128 | 2007 |
| Phu Mieng | 31 | 2007 |
| Song Ba Ha | 50 | 2009 |
| Yamla | 38 | 2009 |
| Song Ray | 35 | 2011 |
| Krong Buk Ha | 33 | 2011 |
| Ta Trach | 56 | 2013 |

| Гидроузел | Высота плотины, м | Окончание строительства, год |
|---|-------------------|------------------------------|
| Yamo | 32 | 2013 |
| Плотины из укатанного бетона (RCC) | | |
| Pleikrong | 75 | 2006 |
| Dinh Binh | 54,5 | 2007 |
| Bac Ha | 100 | 2008 |
| Dak Rinh | 100 | 2008 |
| Se San 4 | 80 | 2008 |
| Binh Dien | 75 | 2008 |
| A Vuong | 70 | 2008 |
| Co Bi | 70 | 2008 |
| Son La | 138 | 2009 |
| Dong Nai 3 | 110 | 2009 |
| Thuong Kon Tum | 120 | 2009 |
| Hua Na | 180 | 2010 |
| Ban Ve | 138 | 2010 |
| Dong Nai 4 | 127,5 | 2010 |
| Song Tranh 2 | 100 | 2010 |
| Song Con 2 | 50 | 2010 |
| Trung Son | 260 | 2011 |
| Nuoc Trong | 72 | 2011 |
| Ban Chat | 70 | 2012 |
| Nam Chien | 130 | 2013 |
| Song Bung 4 | 95 | 2013 |
| Lai Chau | 138 | 2015 |

— на станции на мазуте (1,3 %). Прочие установки мощностью 3668 МВт занимали 24 %. Общая выработка электроэнергии составила 74 ГВт · ч/год, из которых на предприятиях EVN выработано 79 %, а остальные 21 % — на других предприятиях. Выработка на душу населения составила примерно 800 кВт · ч/год.

В настоящее время в стране действуют три национальные программы с объемом инвестиций более 10 млрд. американских долларов:

программа для водохозяйственных объектов малого и среднего размера, расположенных в удаленных районах высокогорья, позволяющих решить

проблемы с водой на местном уровне и повысить благосостояние населения;

программа для крупных многоцелевых водохозяйственных и энергетических объектов с большими водохранилищами (объемами от 0,3 до $1,5 \cdot 10^9$ м³) и высокими плотинами (от 50 до 115 м);

программа для крупных ГЭС (мощностью от 150 до 2400 МВт).

В состав построенных и строящихся гидроузлов Вьетнама входят плотины всех основных типов: земляные; каменно-земляные; каменнонабросные с негрунтовыми противоточными устрой-

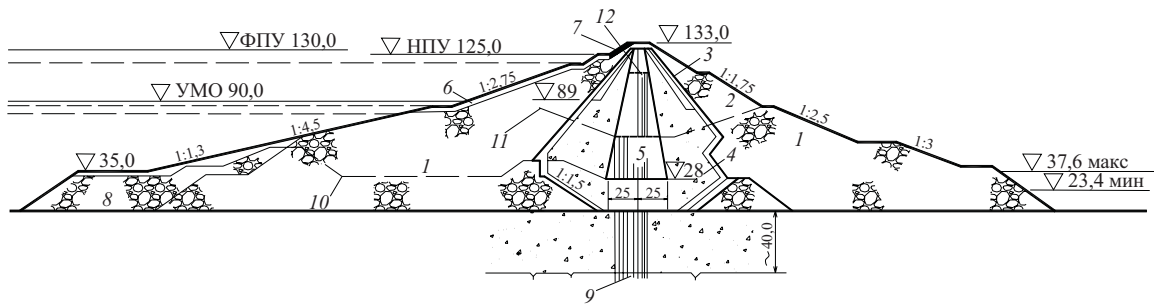


Рис. 3. Поперечное сечение русловой плотины ГЭС Хаобинь:

1 — упорные призмы; 2 — третий слой переходных зон; 3 — второй слой переходных зон; 4 — первый слой переходных зон; 5 — ядро плотины; 6 — крепление верхового откоса сортированной горной массой; 7 — бетонное крепление верхового откоса; 8 — зона укладки вскрышных грунтов; 9 — инъекционная и цементационная завесы; 10 — состояние плотины к паводку 1983 г.; 11 — завершение инъекционных работ первой очереди, 1968 г.; 12 — завершение инъекционных работ второй очереди, 1989 г.

ствами; бетонные гравитационные, в том числе из укатанного бетона и арочные.

Земляные плотины наиболее распространенный и давно применяемый тип. От общего числа всех плотин в стране они занимают 95 %. Большинство из них малые и средние по высоте, ниже 50 м. Земляные плотины строят из местных грунтов, часто без помощи специальных строительных машин и механизмов, отчего их стоимость невысока. Большая часть этих плотин работает уже более 40 лет. Они в хорошем состоянии, но многим требуется ремонт для продолжения нормальной эксплуатации [2].

Практически все каменно-земляные плотины, построенные за последние 20 лет в составе крупных гидроузлов, имеют высоту более 50 м. Благодаря возможности виброуплотнения грунтов этот тип плотин в случае, когда в районе строительства имелись связные грунты для противофильтрационных элементов, всегда был очень перспективен. В результате активного строительства этих плотин, особенно выше 100 м, в стране накоплен значительный опыт их возведения, в том числе и в сложных условиях пропуска больших паводковых и строительных расходов. В качестве примеров можно привести каменно-земляные плотины построенных гидроэлектростанций, таких, как Thac Ba (48 м), Da Mi (80 м), Хаобинь (128 м), Яли (69 м), Nam Thuan (93 м), Dai Ninh (50 м) и др. Среди них ГЭС Хаобинь занимает особое место как наиболее значимая для народного хозяйства Вьетнама, а также как самая мощная (1920 МВт) и имеющая самую высокую плотину (128 м).

ГЭС Хаобинь была построена в 1991 г. при техническом содействии Советского Союза, которое включало совместное проведение инженерно-геологических и других изыскательских работ, проектирование гидроузла, поставки стройматериалов, технологического оборудования и материалов для ГЭС и других основных сооружений гидроузла. Проектирование гидроузла осуществило ВО “Гидропроект” им. С. Я. Жука. Генеральный поставщик

— ВПО “Зарубежэнергострой” Минэнерго СССР по контактам ВВО “Технопромэкспорт” МВЭС СССР [7].

ГЭС Хаобинь возведена в исключительно сложных природных условиях и в очень трудное для Вьетнама время — после окончания войны за объединение страны, что потребовало привлечения больших материальных и людских ресурсов. В процессе строительства гидроэлектростанции были решены многие сложные проблемы, в том числе такая, как пропуск больших паводковых расходов в условиях узкого каньона в створе гидроузла при одновременном возведении плотины в русле реки [8, 9]. В аллювиальном основании плотины мощностью до 60 м выполнена уникальная противофильтрационная завеса [10]. Особенностью технологии строительства каменно-земляной плотины явилось ее возведение без устройства “сухого” котлована (рис. 3). По этой схеме под защитой верховой перемычки упорные призмы, переходные зоны и гравийно-галечниковая подготовка под ядро плотины (до относительной отм. 28 м) отсыпали в воду на предварительно подготовленное основание. Выше этого уровня укладку грунтов осуществляли послойно насухо. Последовательность и интенсивность работ определяли по принятой в проекте схеме пропуска строительных расходов, срокам проведения работ по инъекции аллювиальных отложений в основании плотины и графику строительства эксплуатационного водосброса, с устоем которого сопрягается плотина. В целом в упорные призмы было отсыпано горной массы 14,75 млн. м³, в ядро — 4,85 млн. м³ скелетно-глинистых грунтов и в переходные зоны — 1,75 млн. м³ песчано-гравийных грунтов [9].

В настоящее время во Вьетнаме активно развивается строительство плотин с железобетонными экранами. Этот тип плотин получил значительное распространение во многих странах мира потому, что в определенных условиях, например когда в районе строительства отсутствуют связные грунты

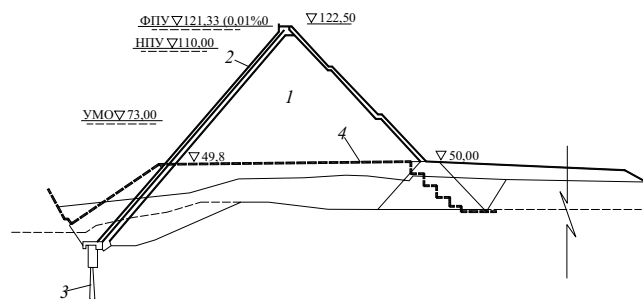


Рис. 4. Поперечное сечение каменнонабросной плотины Куадат:

1 — упорная призма; 2 — железобетонный экран; 3 — зуб; 4 — профиль плотины при пропуске паводка 2007 г.

он обладает рядом преимуществ, в частности меньшими объемами и, следовательно, меньшей стоимостью сооружения. В стране уже построены такие плотины, как Quang Tri (75 м), Tuyen Quang (93 м), заканчивается строительство Sua Dat (119 м).

Гидроузел Sua Dat строят на р. Chu, притоке р. Ма, в 230 км на юг от Ханоя. Гидроузел многоцелевого назначения: контроль паводков, водоснабжение для 2,5 млн. человек на площади 36 тыс. га, орошение 87 тыс. га сельхозугодий, промышленное водоснабжение, ГЭС мощностью 97 МВт. Плотина высотой 119 м, длиной по гребню 1023 м имеет объем 10 млн. м³ (рис. 4). Бетонный водосброс оборудован пятью затворами 11 × 17 м для пропуска суммарного расхода 11600 м³/с. В составе гидроузла два туннеля диаметром 9 м — длиной 820 м для пропуска строительных расходов и 600 м для подачи воды на ГЭС. В состав сооружений входят также несколько вспомогательных плотин высотой от 20 до 40 м и система каналов. Конструкция плотины и технология строительства отвечают общепринятым в международной практике методам возведения таких сооружений. Осложнениями в ходе работ явились необходимость выемки большого объема выветрелой скалы в основании плотины (до 7 млн. м³) и пропуск очень больших паводковых расходов (до 7520 м³/с для 1 %-ной обеспеченности) при бытовых расходах в реке 89 м³/с. В 2007 г. столь большой расход пришлось пропускать через недостроенную плотину, примерно на отм. 49,8 м (рис. 5). В результате перелива оказалось вымыто около 30 % объема уже уложенной горной массы. Но такой пропуск паводковых расходов оказался на 20 % выгоднее по сравнению с вариантом строительства дополнительного туннеля [11].

Особенно большие успехи достигнуты в строительстве гидроузлов с плотинами из укатанного бетона. За последние 10 лет во Вьетнаме построены и введены в эксплуатацию 11 таких плотин (см. таблицу), продолжается строительство еще 12. Заканчивается строительство плотины Шон Ла высотой 138 м, а также еще ряда плотин, близких к ней по



Рис. 5. Начальный этап пропуска паводка 2007 г. через недостроенную плотину Куадат

высоте и даже превосходящих ее, например Hua Na (180 м) и Trung Son (260 м).

Гидроузел Шон Ла с самой мощной ГЭС (2400 МВт) в Юго-Восточной Азии и самой крупной в каскаде строят на р. Song Da в 300 км на северо-запад от Ханоя. Гидроузел имеет бетонную плотину высотой 138 м, длиной по гребню 900 м. Водосброс рассчитан на пропуск расходов 35 тыс. м³/с. Выработка ГЭС 9500 ГВт · ч/год. Гидроузел многоцелевой: защищает нижерасположенную плотину гидроузла Хоабинь от возможного перелива при катастрофических паводках, обеспечивает водой для орошения. В условиях высокого современного удельного веса гидроэлектроэнергии в энергобалансе Вьетнама и его дальнейшего роста к 2020 г. ГЭС Шон Ла отводится основная роль в энергосистеме севера страны.

Учитывая важнейшее стратегическое значение самого крупного гидроузла страны, Правительство Вьетнама для участия в проекте приглашало ряд международных компаний, в том числе “Harza” (США), “SWECO” (Швеция), “Colenco” (Швейцария), “Укргидропроект” (Украина), однако предложения института “Гидропроект” (г. Москва) были признаны наиболее перспективными. Разработка технического проекта по решению Правительства СРВ была поручена консорциуму в составе ОАО “Институт Гидропроект” (г. Москва), Power Engineering Company 1 (PECC-1) (г. Ханой) и фирме “Colenco” (Швейцария).

Институт “Гидропроект” в процессе разработки технического проекта и рабочего проекта ГЭС Шон Ла обосновал ряд прогрессивных компоновочных решений, что позволило начать строительные работы по ряду сооружений гидроузла до формального утверждения проекта. Строительство сооружений гидроузла Шон Ла по варианту, предложенному институтом, с размещением здания ГЭС в русле реки, а эксплуатационного водосброса — на правом берегу, гарантировало большую надежность и безопасность и позволяло обеспечить ввод в эксплуатацию первого агрегата ГЭС на 12 месяцев раньше по

сравнению с другими рассмотренными вариантами компоновки.

Технология укладки укатанного бетона практически не отличается от общепринятой в международной практике. Некоторые особенности имеются в подборе состава бетона, при котором стремились к минимальному содержанию цемента и возможно большему содержанию золы-уноса. После исследований был окончательно принят состав: портландцемент (PC 40 от компании “But Son”) — 60 кг/м^3 и зола-уноса (с ТЭС “Pha Lai”) — 160 кг/м^3 , что отвечало требованиям норматива ASTM C168. За 27 месяцев бетонирования было уложено $2\,432\,250 \text{ м}^3$ бетона при максимальной производительности в сутки 9919 м^3 и средней месячной 200385 м^3 . Окончание работ по укладке бетона ожидали к концу 2010 г. [12].

Правительство СРВ по достоинству оценило заслуги проектировщиков института “Гидропроект”. В настоящее время в качестве международного консультанта институт приглашен для участия в проектировании и строительстве вышерасположенного гидроузла каскада ГЭС Лай Тяу. Все удачные технические решения, предложенные для строительства гидроузла Шон Ла, по решению Минэнерго СРВ найдут воплощение и в сооружениях ГЭС Лай Тяу. Срок ввода агрегата намечен через четыре года после начала строительства.

За период 2006 – 2010 гг. во Вьетнаме кроме крупных гидроузлов построены мини и малые ГЭС (мощностью от 3 до 30 МВт) общей мощностью до 1000 МВт. В настоящее время заканчивается строительство ГЭС Dasiat (13,5 МВт с выработкой $57,7 \text{ ГВт} \cdot \text{ч/год}$). До 2015 г. планируют строительство еще ряда малых ГЭС общей мощностью также до 1000 МВт. В частности, в 2011 г. должны ввести в работу ГЭС Tnuong Phu (7,5 МВт с выработкой $24 \text{ ГВт} \cdot \text{ч/год}$). В 2009 г. банк “ADB” выдал займ Правительству Вьетнама на 151 млн. долл. США для осуществления программы электрификации удаленных горных районов страны, где проживают малочисленные этнические группы сельского населения. Этот проект рассчитан на завершение до 2015 г. и включает до 10 мини-ГЭС, в основном в северных и центральных районах страны [13].

Оценивая возможности и условия строительства крупных гидроузлов во Вьетнаме, необходимо отметить, что из-за особенностей географического положения и климата возведение этих объектов существенно осложнено и требует применения специальных конструкций сооружений, технологий их возведения и проведения значительных предварительных исследований. В первую очередь эти проблемы связаны с оценкой паводковых расходов и схем их пропуска, с определением необходимых

параметров водосливов, а также с недостатком в районах строительства карьеров связных и песчано-гравийных грунтов. Жаркий климат и ливневые дожди вносят свои осложнения в технологию строительных работ, в частности при возведении грунтовых и бетонных сооружений.

Отметим, что величину экстремальных паводков длительное время оценивали в соответствии с действовавшими во Вьетнаме нормами на основе статистического моделирования, исходя из 0,1 %-ной обеспеченности. Однако в связи с региональными и глобальными климатическими изменениями, уменьшением лесных массивов, хозяйственной деятельностью и прочими проблемами параметры водотоков в последнее время существенно изменились. Паводковые расходы возросли, увеличилась их неравномерность. Так, в дождливые сезоны расходы воды по сравнению с сухими периодами увеличиваются в 50 – 80 раз. Чтобы обеспечить надежность и безопасность вновь строящихся плотин старые нормы пропуска строительных расходов были пересмотрены. Решение этой проблемы требует грамотного проекта пропуска расходов, учитывающего возможность максимально использовать пропуск воды сначала по естественному руслу, а затем с помощью туннелей, каналов и т.д.

Для грунтовых плотин условия пропуска строительных расходов имеют свои особенности. Так как грунтовые плотины, как правило, возводят отдельными участками, то плоскости их сопряжения между собой, ориентированные вдоль фильтрационного потока, требуют очень качественного уплотнения, гарантирующего их фильтрационную прочность.

В случае бетонных и каменнонабросных плотин с железобетонными экранами строительные расходы часто пропускают через недостроенные сооружения, как это было сделано, например, на плотине Cua Dat.

При недостатке глинистых грунтов для противофильтрационных элементов грунтовых плотин последние часто заменяют на цементно-бентонитовые стенки-диафрагмы, как это было сделано на плотине Easoup высотой 27 м, где была выполнена стенка шириной 60 см, объемом 27 тыс. м^3 .

При строительстве бетонных гравитационных плотин и из укатанного бетона, а также каменнонабросных с железобетонными экранами проблему повышенных напряжений и опасности появления трещин решают с помощью конкретных конструктивных и технологических мер. Так, укладку бетона проводят ночью или ранним утром. Максимально снижают количество цемента, добавляя золу-уноса и пуццолан. При приготовлении бетона в воду добавляют лед. Тонкие железобетонные стенки или экраны, находящиеся под напором воды,

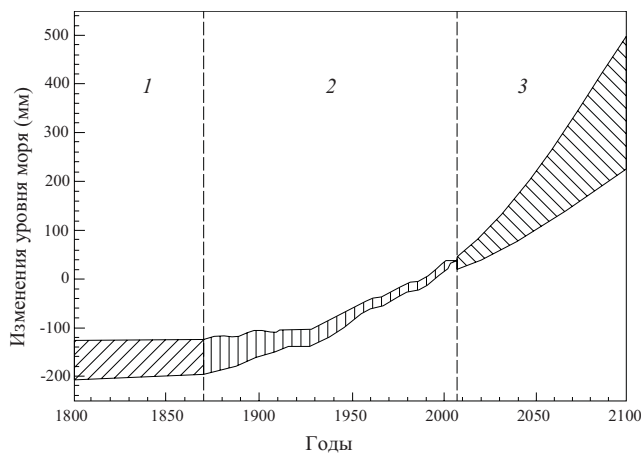


Рис. 6. Изменения уровня моря у побережья Вьетнама (фактические и прогноз до 2100 г.):

1 — изменения, полученные на основе сбора данных; 2 — изменения, полученные прямыми измерениями; 3 — прогноз IPCC

принято покрывать с верховой стороны краской с целью уменьшения фильтрации через микротрещины и т.д.

Характеризуя планы гидроэнергетического строительства во Вьетнаме, отметим, что к концу 2010 г. намечалось при общей мощности всех энергоустановок 26 тыс. МВт произвести 124 ГВт · ч/год, а к 2015 г. довести выработку до 257 ГВт · ч/год при общей мощности 60 тыс. МВт. При этом корпорация “EVN” планировала в основном завершить строительство своих гидроэнергетических объектов на территории страны и затем сосредоточиться на сооружении ГЭС в Лаосе и Камбодже с целью передачи части энергии с этих ГЭС во Вьетнам. К 2020 г. Правительство планировало довести общую мощность ГЭС во Вьетнаме до 24 тыс. МВт (без учета 2400 МВт на ГАЭС). Это означает, что гидроресурсы страны к этому времени будут использованы на 96 %. В дальнейшем прирост мощностей ожидается в основном на тепловых станциях и за счет альтернативных источников энергии. Следует добавить, что в стране существует большая программа строительства ГАЭС общей мощностью до 10 тыс. МВт, из которых 4800 МВт намечают ввести уже в 2018 – 2022 гг. Сейчас ведется предпроектная проработка двух ГАЭС — East Phu Yen (1400 МВт) и Вес Ai (1200 МВт) [5].

Вьетнам поддерживает и активно развивает энергоэкономические связи с соседними государствами — Камбоджей, Лаосом и Китаем. По договору с Камбоджей Вьетнам обеспечивал передачу в эту страну до конца 2010 г. примерно 200 МВт мощности, но в дальнейшем до 2015 г., с учетом строительства в Камбодже ряда ГЭС с помощью Вьетнама (в частности, трех ГЭС Se San), намечается пе-

редача электроэнергии во Вьетнам в район г. Хошимин.

В настоящее время из Лаоса передают во Вьетнам по линии 220 кВ мощность порядка 1000 МВт со следующих ГЭС: Хекаман 3, Vuong Nam Mo и др. После 2010 г. ожидают увеличения передачи мощности до 2000 МВт за счет строительства новых ГЭС — с севера страны (Luong Prabang), из центра (Nam Thon 2) и с юга (Sekaman 1, Se Kong 4 и 5, Nam Kong). Для этого в 2010 г. начато строительство линии 500 кВ.

Имеются долгосрочные планы получения энергии из Китая. Если в 2007 г. передаваемая мощность составляла 210 МВт, в 2009 – 510 МВт, то к 2019 г. Вьетнам планирует импортировать 2010 МВт, причем не только по линии 220 кВ, но и по линии 500 кВ [5].

В заключение следует отметить возникшую в последнее десятилетие проблему, которая может серьезно скорректировать имеющиеся планы, — это общее потепление климата и связанный с ним подъем уровня мирового океана, следствием чего являются подтопление и затопление прибрежных территорий страны, наносящие все больший ущерб хозяйственной деятельности и социально-экономическому развитию [15]. Общее повышение температуры на планете способствует таянию ледников на материках и льдов в зонах северного и южного полюсов планеты. При этом зафиксировано, что температура воды мирового океана за 1961 – 2003 гг. повысилась на 0,1 °С. Также установлено, что с 1993 по 2003 г. уровень мирового океана повышался на $3,1 \pm 0,7$ мм/год, т.е. существенно выше, чем это было 40 лет назад. В частности, на водомерном посту “Hondau” в провинции Hai Phong (Вьетнам) замеры показали, что за последние 50 лет уровень моря поднялся на 20 см. Аналогичная тенденция наблюдается и на других водомерных постах Вьетнама, в том числе и при замерах высоты приливов. По самым оптимистическим прогнозам IPCC (Международная организация по изменению климата) уровень мирового океана к 2100 г. должен повыситься на 59 см (рис. 6). В результате Вьетнам может стать одной из стран, которые наиболее сильно страдают от этого явления [15, 16].

Повышение уровня моря в настоящее время вызвало подтопление значительных площадей в прибрежных районах Вьетнама; засоление пресной воды в низовьях рек соленой водой из океана; проблемы в хозяйственной деятельности прибрежных зон, особенно в дельте р. Меконг, где большие площади расположены на низких отметках. Подъем уровня моря приводит к эрозии берегов, деградации экосистемы, разрушению гражданских сооружений — мостов, дорог, домов и т.п. Нарушаются

уже давно сложившиеся направления хозяйственной деятельности, такие, как производство сельскохозяйственной продукции, водоснабжение, рыбное хозяйство, туризм, транспорт и др. Кроме того, общее изменение климата приводит к увеличению количества штормов, смерчей, ураганов, приносящих дополнительный большой материальный ущерб.

Рассматриваемая проблема напрямую затронула водное хозяйство и гидроэнергетику, так как потребовалось корректировать режим пропуска паводков и бытовых расходов, а также режим работы водохранилищ. Продолжающийся подъем уровня моря в дальнейшем еще больше осложнит сброс паводковых вод, способствуя серьезным приливным наводнениям в прибрежных зонах и значительным затоплениям в сезоны дождей или во время приливов. Если не принять срочных мер для исправления создавшегося положения, то значительная часть населения Вьетнама может серьезно пострадать, особенно в дельте р. Меконг. Возможные меры должны включать как общие, связанные в основном с уменьшением выбросов всеми странами парниковых газов, так и конкретные мероприятия, проводимые в стране с целью адаптации к новым изменяющимся природным условиям. Последние, по-видимому, должны составить масштабную государственную программу, включающую решение большого числа задач: переселение значительного количества населения, создание новой промышленной и гражданской инфраструктуры, реконструкцию части гидротехнических сооружений с целью их наращивания по высоте, реорганизацию сельскохозяйственного производства и т.д. [15].

Выводы

Реализация масштабной программы опережающего развития водного хозяйства и гидроэнергетики Вьетнама позволяет решать многочисленные народнохозяйственные проблемы, получать возобновляемую экологически чистую энергию и является неотложной задачей в условиях активного современного экономического развития страны и

быстрого роста ее населения. Практическое выполнение намеченной программы в настоящее время соответствует заявленным планам и позволяет надеяться на дальнейший успех.

Список литературы

1. Vietnam National Committee on Large Dams & Water Resources Development // Welcome to the 78-th ICOLD Annual Meeting in Hanoi. Final Bulletin. 2010.
2. Vietnam National Committee on Large Dams & Water Resources Development. Some Large Dams in Vietnam. 2010.
3. Большая Советская Энциклопедия. Вьетнам. 1971. Т. 5. С. 1716 – 1722.
4. World Atlas & Industry Guide. World hydro potential and development (table) // H&D. 2009. PP. 15 – 17.
5. World Atlas & Industry Guide. Vietnam (text) // H&D. 2009. PP. 164 – 165.
6. Do Hong Phan. Vietnam on the way towards integrated water resources management // H&D. 2010. Issue 3. PP. 53 – 55.
7. Богаченко П. Т., Васильев А. Б., Нго Суан Лок. Гидроузел Хоабинь — объект советско-вьетнамского сотрудничества // Гидротехническое строительство. 1991. № 6. С. 2 – 3.
8. Склярченко А. В., Богаченко П. Т., Васильев А. Б., Чесноков Б. С. Пропуск строительных расходов и общая схема возведения плотины гидроузла Хоабинь // Гидротехническое строительство. 1991. № 6. С. 3 – 9.
9. Тхай Фунг Нэ, Богаченко П. Т., Васильев А. Б., Ройко Н. Ф., Склярченко А. В. Возведение каменно-земляной плотины гидроузла Хоабинь // Гидротехническое строительство. 1991. № 6. С. 12 – 16.
10. Гальперин И. Г., Тхай Фунг Нэ, Дмитриев Н. В., Кутузов Б. Н., Бондаренко Н. А. Противофильтрационные мероприятия в основании каменно-земляной плотины гидроузла Хоабинь // Гидротехническое строительство. 1991. № 6. С. 20 – 25.
11. Pham Hong Giang, Pham Hong Nga, Hoai Nam Nguyen, Ho Ta Khanh. Design and construction of Vietnam's highest CFRD // H&D. 2010. Issue 3. PP. 68 – 70.
12. M. Buchli, Dao The Hung, A. Merris, M. R. H. Dunstan, Bui Phuong Nam. The construction of Vietnam's Son La RCC dam // H&D. 2010. Issue 3. PP. 63 – 67.
13. Vietnam plans more hydro for rural areas // H&D. 2009. Issue 3. P. 18.
14. Trinh Cong Van. Impacts of rising sea level on the Mekong Delta // H&D. 2010. Issue 3. PP. 73 – 76.
15. Pham Houa Giang. Dams and hydropower development in Vietnam // H&D. 2010. Issue 3. PP. 48 – 52.
16. Climate Change 2007, Impacts, Adaptation and Vulnerability / IPCC. 2007.

Ирригационно-энергетический комплекс Халябия-Залябия в Сирии

Горский А. Ю., Николаева Л. А., инженеры (ОАО “Институт Гидропроект”)

Ирригационно-энергетический комплекс в составе низконапорного гидроузла Халябия-Залябия и при нем ГАЭС-1 проектируется в нижнем течении р. Евфрат. В настоящее время на р. Евфрат на территории Сирийской Арабской Республики (САР) эксплуатируются три гидроузла, построенные в разное время по проектам института “Гидропроект”: ГЭС Тишрин, Евфратский гидроузел и ГЭС Аль-Баас. Главными водопользователями на участке Нижнего Евфрата предполагаются ирригация, питьевое водоснабжение и гидроэнергетика.

Экономика САР в последние годы переживает существенный подъем, который сопровождается ростом ВВП (свыше 5 % в год) и доходов населения, снижением безработицы и рядом других позитивных факторов. Успешно развиваются нефтепереработка, энергетика, химическая, пищевая, сахарная, текстильная и другие отрасли промышленности.

Наращивание промышленного потенциала республики сопровождается высокими темпами роста электропотребления: за последнее десятилетие оно выросло более чем в два раза. Одновременно рост максимумов нагрузки в среднем за рассматриваемый период составил 7,5 %. Максимум электрической нагрузки в энергосистеме САР, зарегистрированный 13 января 2007 г., составил 7007 МВт. Общая установленная мощность электростанций САР на конец 2007 г. составила 7460 МВт. Удельный вес гидроэнергетики по установленной мощности — около 20 % и по выработке электроэнергии — около 10 %.

Большая часть потребностей в электроэнергии энергосистемы САР покрывается тепловыми электростанциями разных типов, работающими преимущественно на природном газе. Проблемы в энергетическом секторе САР продолжают обостряться, поскольку быстрый рост электропотребления не обеспечивается развитием энергетической базы страны. Для того чтобы покрыть потребность в электроэнергии, тепловые электростанции всех типов работают с максимальной нагрузкой в течение года. Так, показатель КИУМ (коэффициент использования установленной мощности) составляет для ПТЭС около 0,70, для ПГУ — до 0,85 и даже для ГТУ — не менее 0,60.

Особенно неудовлетворительно складывается баланс мощностей энергосистемы САР из-за нехватки генерирующих мощностей (основные источники пиковой мощности — ГЭС Евфратского гидроузла и ГЭС Тишрин). Уже сегодня остро необходим ввод новой генерирующей мощности не менее 500 – 600 МВт для покрытия пиковых нагрузок

и создания оперативного резерва. В перспективе при отставании программ энергостроительства дефицит мощности в энергосистеме будет нарастать.

На перспективу прогнозируется значительный рост электропотребления: к 2015 г. до 63 – 72 млрд. кВтч и к 2020 г. до 78 – 96 млрд. кВтч при соответствующем росте максимумов нагрузки к 2015 г. 11 – 12 млн. кВт и 14 – 17 млн. кВт к 2020 г.

Перспективы развития энергетического сектора в основном связаны с развитием тепловой энергетики, но намеченные вводы в состоянии покрыть растущий спрос только в краткосрочной перспективе, после чего энергобаланс снова станет дефицитным. Гидроэнергетический потенциал страны почти использован и возможности дальнейшего гидроэнергостроительства ограничены. Для покрытия дефицита генерирующих мощностей институт “Гидропроект” в 2007 – 2008 гг. рассмотрел целесообразность сооружения на р. Евфрат ГЭС Халябия-Залябия и ГАЭС-1, использующей создаваемое водохранилище гидроузла в качестве нижнего бассейна.

Программа орошения земель на Нижнем Евфрате. В сельскохозяйственном секторе САР основной задачей является политика независимости от поставок продовольствия извне. Вклад этого сектора экономики в ВВП страны составляет 25 %. В сельском хозяйстве занято около 50 % экономически активного населения, которое производит большую часть потребляемого в стране продовольствия. В последние годы в результате проведения либерализации сельского хозяйства страны намечился существенный рост объемов производства растительной и животноводческой продукции, что позволило обеспечить страну собственными сельскохозяйственными продуктами.

Провинция Дейр-эз-Зор, в которой будет строиться энергокомплекс, находится в зоне ненадежного земледелия, где из 146 тыс. га возделываемых площадей 107 тыс. га являются орошаемыми, а 39 тыс. га нуждаются в орошении. На этих землях располагаются участки орошения: на правом берегу р. Евфрат площадь, пригодная для орошения, составляет 8,7 тыс. га, на левом — 18,0 тыс. га. Ранее был разработан проект машинного орошения части этих площадей.

Гидроузел Халябия-Залябия. На всем протяжении р. Евфрат от гидроузла Аль-Баас до границы с Ираком нет створов, удобных для размещения подпорной плотины. Исключением является короткий участок реки с высокими крутыми берегами, получивший название теснины Халябия-Залябия по имени расположенных здесь древних крепостей.

Строительство гидроузла Халябия-Залябия предусматривается для организации самотечного орошения около 26,7 тыс. га земель и надёжного электроснабжения потребителей на востоке САР. Створ гидроузла выбран на выходе р. Евфрат из теснины Халябия-Залябия. Ширина долины на уровне поймы — 1,2 км, по урезу реки — 300 – 400 м; отметки уровней воды — 207 – 212 м; превышение бортов над поймой: левого — 45 м, правого — 105 м.

Участок строительства сложен неогеновыми отложениями, перекрытыми аллювиальными образованиями поймы и русла р. Евфрат и пролювиально-делювиальными отложениями. Отложения неогена состоят из чередующихся в разрезе мергелистых глин 50 – 55 %, гипса 40 – 45 % и слабых мергелей 5 – 10 % с различными их соотношениями. В основании гидроузла — большая проницаемая толща: глубина до коренного дна долины составляет 73 – 75 м. На створном участке в правобережном примыкании плотины преобладают гипсы многометровой толщины, а в левобережном — мергелистые глины. Современный аллювий распространён в пределах части поймы и русла реки и представлен мелким галечником с песчаным заполнителем (до 30 %) мощностью 5 – 10 м.

Район сейсмоструктурно активный, расчётная сейсмика — 8 баллов. Из физико-геологических процессов характерны выветривание, разгрузка массива и карстопроявления. Они широко развиты в глинисто-гипсоносной толще. В результате воздействия на массив этих процессов в породах образуются экзогенные трещины, ориентированные субпараллельно склону. Протяжённость таких трещин составляет первые метры по падению и первые десятки метров по простиранию.

Состав сооружений гидроузла Напорный фронт гидроузла включает бетонную водосбросную плотину, земляную русловую и земляную пойменную (с “плавкой” вставкой) плотины, здание ГЭС, струенаправляющую дамбу, ОРУ и два водозабора в магистральные ирригационные каналы (по одному на каждом берегу).

Поскольку сток р. Евфрат полностью зарегулирован крупными водохранилищами на территории Турции (гидроузлы Кебан, Каракайя, Ататюрк и др.) и Сирии (Евфратский гидроузел), то по условиям водотока ГЭС Халябия-Залябия весь год будет работать в базе суточного графика нагрузки мощностью, равной гарантированной, вытесняя при этом базисные тепловые электростанции и обеспечивая ежегодную экономию расходуемого топлива на ТЭС в размере 90 тыс. т условного топлива. Энергетические показатели ГЭС Халябия-Залябия представлены в табл. 1

Здание ГЭС — руслового типа длиной 79 м, шириной 57,5 м; оборудовано тремя гидроагрегатами

капсульного типа горизонтального расположения общей установленной мощностью 81 МВт.

В составе гидроузла предусмотрена бетонная водосбросная плотина с широким порогом, оборудованная сегментными затворами. Водосбросной фронт состоит из восьми пролётов по 14,5 м, разделённых межсекционными бычками шириной 4 и 2,5 м на четыре секции длиной 35,5 м каждая. Для устройства цементационной галереи в водосливной плотине со стороны верхнего бьефа предусмотрен зуб шириной 6 м.

Земляная плотина разделяется зданием ГЭС, водосливной плотиной на русловую земляную плотину длиной 448 м, “плавкую” вставку с переходными участками длиной 504,3 м и левобережную земляную плотину длиной 50 м. По гребню земляной плотины проходит автомобильная дорога шириной 10 м.

Земляная плотина — распластанного типа с ядром, образуемым при гидронамыве; выполняется из песчано-гравийного грунта. Максимальная высота плотины 15,2 м; заложение верхового откоса 1:3, низового — 1:2,5.

В верхней части напорный откос земляной плотины крепится железобетонными плитами, а в нижней — крупным гравием $d > 40$ мм. Низовой откос крепится крупным гравием $d > 40$ мм.

В тело русловой плотины при перекрытии реки отсыпается каменный банкет, также выполняющий функцию дренажной призмы. На низовом откосе русловой плотины намывается площадка, на которой располагаются ОРУ, здание управления и производственный корпус.

“Плавкая” вставка предусмотрена для пропуска катастрофического расхода, при этом допускается её полный размыв с последующим восстановлением.

Между русловой земляной плотиной и “плавкой” вставкой устраиваются струенаправляющие дамбы для защиты основных сооружений от разрушения во время прохождения катастрофических паводков через “плавкую” вставку.

Для нужд ирригации используют водозаборы правого и левого берега, встроенные соответственно в “плавкую” вставку и подпорную стенку водосбросной плотины. Водозаборы представляют собой водосбросы с широким порогом. На правом берегу он имеет один пролет шириной 5 м, на левом — два пролета шириной по 5 м. Напор на порогах водозаборов составляет 2 м. Расчётный расход правобережного водозабора составляет $10 \text{ м}^3/\text{с}$, левобережного — $20 \text{ м}^3/\text{с}$.

Цементационные завесы предусматриваются для уменьшения фильтрации воды через высокопроницаемую толщу галечников основания и в правом и левом бортах берега на глубину до 70 м для защиты от размыва загипсованных пород. Для ведения завес в берегах на отметке гребня плотины

устраиваются штольни длиной по 200 м. Под основными бетонными сооружениями также устраивается цементационная завеса глубиной до 70 м.

ГАЭС-1. Проектируемая ГАЭС-1 является частью ирригационно-энергетического комплекса Халябия-Залябия. Она предполагается для покрытия дефицита пиковых мощностей в энергосистеме САР и для оказания полного спектра общесистемных услуг: первичное и вторичное регулирование частоты, регулирование активной мощности и межсистемных перетоков, поддержание режимов напряжения в электрической сети за счет производства или поглощения реактивной мощности, а также для выполнения функций быстродействующего оперативного резерва.

Топография местности позволяет создать в районе расположения гидроузла Халябия-Залябия в створе Залябия-1 ГАЭС с напором до 125 м установленной мощностью в генераторном режиме от 800 до 1000 МВт. В составе основных сооружений ГАЭС предусматриваются:

верхний аккумулирующий бассейн, устраиваемый в дамбах обвалования, высотой до 30 м и общей длиной 3,5 км с полезным объемом 13,1 млн. м³;

водоприемник, встроенный в дамбу верхнего бассейна;

четыре нитки напорных металлических водоводов, возможно, с обетонированным нижним участком, внутренним диаметром 7,5 м и длиной около 300 м;

здание ГЭС с четырьмя обратимыми гидроагрегатами при диаметре рабочего колеса насос-турбины 6,3 м и максимальном расходе агрегата 200 м³/с;

нижний бассейн (водохранилище ГЭС с постоянным режимом уровней);

ОРУ 400 кВ для выдачи мощности в Центральную и Южную энергосистемы.

Т а б л и ц а 1

Энергетические показатели ГЭС Халябия-Залябия

| Показатель | Значение показателя |
|--|---------------------|
| Расчетный среднегоголетний объем притока к гидроузлу, км ³ /год | 16,3 |
| Расчетный напор ГЭС, м | 8,1 |
| НПУ водохранилища, м | 219 |
| Установленная (располагаемая) мощность, МВт | 81 |
| Среднегоголетняя выработка, млн. кВт · ч | 289 |
| Среднемесячная мощность 90 %-ной обеспеченности, МВт | 33 |

На уровне 2020 г. переменная часть суточного графика нагрузки в зимний сезон составит 5,5 – 6,0 млн. кВт в минимальном варианте прогноза и до 7,0 млн. кВт в максимальном. При отсутствии ГАЭС только 20 – 25 % этой зоны может быть покрыто гидроэлектростанциями, остальное — за счет регулирования тепловыми электростанциями.

При вводе ГАЭС-1 вся пиковая часть графика нагрузки продолжительностью до 10 ч полностью покрывается Евфратской ГЭС, ГЭС Тишрин и рядом ГАЭС-1. Использования газотурбинных установок в остропиковой зоне графика не потребуются, что облегчит условия их работы.

При отсутствии ГАЭС потребуется разгрузка тепловых электростанций в часы ночного провала нагрузки энергосистемы в размере не менее 35 % их мощности. В случае реализации проекта ГАЭС-1 для ТЭС будет обеспечен более благоприятный равномерный режим работы в суточном графике нагрузки.

В дальнейшем следует оценить возможности использования ГАЭС на внешнем рынке (экспорт пиковой электроэнергии, импорт более дешевой электроэнергии для заряда).

Энергоотдача проектируемой ГАЭС-1 будет востребована в энергосистеме САР. Энергия и мощность ГАЭС будут реализовываться в Южную и Центральную региональные энергосистемы.

Т а б л и ц а 2

Основные энергетические показатели ГАЭС-1

| Показатель | Значение показателя |
|--|---------------------|
| Отметка НПУ/УМО верхнего бассейна, м | 345,0/337,0 |
| Полезный объем верхнего бассейна, млн м ³ | 13,1 |
| Установленная мощность ГАЭС, МВт: | |
| в генераторном режиме | 890 |
| в насосном режиме | 980 |
| Число часов использования полной установленной мощности: | |
| в режиме разряда | 3,5 – 4,0 |
| в режиме заряда | 5,0 |
| Выработка электроэнергии в режиме разряда/потребление электроэнергии на заряд, млн кВт · ч в сутки | 3,3/4,6 |
| Выработка электроэнергии в режиме разряда/потребление электроэнергии на заряд, млн кВт · ч | 1200/1580 |

Пуск первых агрегатов ГАЭС-1 предполагается в 2017 – 2018 гг., выход ГАЭС на проектные параметры — в 2020 г.

Конкурентоспособность проектов ГАЭС в значительной степени зависит от соотношения цен на электроэнергию, потребляемую в насосном и генераторном режимах. В настоящее время в энергосистеме САР действует система тарифов с разделением по зонам суточного графика нагрузки. Установ-

ленные на 2008 г. для ЛЭП 230 – 400 кВ тарифы составляют: в пиковой зоне графика нагрузки — 3 сир. фунт/(кВт · ч), в дневной зоне — 2 сир. фунт/(кВт · ч), в ночной зоне — 1,5 сир. фунт/(кВт · ч). Опыт эксплуатации действующих в Европе ГАЭС показывает, что обычно такое соотношение пиковых и ночных тарифов позволяет обеспечить достаточную эффективность функционирования ГАЭС.

Строительство гидроузла Капанда в Анголе

Федосов В. Е., главный инженер проекта,
кандидат техн. наук (ОАО “Институт Гидропроект”)

Гидроузел Капанда, строительство которого завершено, является крупнейшим гидроузлом в Анголе. С пуском в 2007 г. последнего, четвертого гидроагрегата установленная мощность ГЭС достигла проектного уровня — 520 МВт. ГЭС Капанда полностью приняла на себя электроснабжение севера Анголы, включая столицу страны — г. Луанду, поскольку нижняя ступень на Средней Кванзе — ГЭС Камбамбе (180 МВт) находится на реконструкции.

Строительство гидроузла Капанда осуществлялось на основании межправительственного советско-ангольского соглашения и рамочного контракта, подписанных 2 сентября 1982. Функции заказчика Правительство Анголы поручило Министерству энергетики и нефти, которое для руководства строительством сформировало Кабинет по использованию Средней Кванзы. Функции подрядчика выполнял консорциум “Капанда”, включая советское внешнеторговое объединение “Технопромэкспорт” и бразильскую строительную фирму “Конструктора Норберто Одебрехт”. Функции генпроектировщика на всех этапах возведения гидроузла выполнял институт “Гидропроект им. С. Я. Жука.

Проект ГЭС Капанда на 520 МВт был выполнен в 1989 г. Проект успешно прошёл рассмотрение в государственных экспертных организациях СССР, а также в Анголе и Бразилии. Между тем контракт на поставку технологического оборудования предусматривал только первую очередь — два агрегата (260 МВт). Одной из причин такого решения было утверждение оппозиции, что ГЭС Капанда не нужна Анголе: некуда будет девать энергию или, как максимум, достаточно двух агрегатов на дальнюю перспективу.

В 2004 г. в январе и июне были запущены первые два агрегата и сразу были подписаны соответствующие контракты. Строительство перешло на вторую очередь. Сегодня уже не слышно скептиков, ангольский заказчик понял привлекательность гидроэнергетического строительства в своей стране. В

данном случае предложение породило спрос. Заказчик сейчас изучает перспективу строительства ГЭС ниже по течению от Капанды с использованием строительной инфраструктуры, созданной на стройплощадке Капанда.

Створ гидроузла Капанда на р. Кванза расположен в зоне тропической саванны, от г. Луанды 380 км. НПУ водохранилища Капанда — на отм. 950 м, нижний бьеф — примерно 850 м, НПУ нижней ступени (ГЭС Камбамбе) — порядка 130 м. Таким образом, перепад брутто более 800 м можно использовать для сооружения каскада ГЭС. Район практически не заселён, геологические условия благоприятны — в основном скальное основание, имеются привлекательные створы. Среднегодовой сток реки в створе гидроузла Капанда составляет 19,7 км³, среднегодовой расход — 624 м³/с.

Выработка электроэнергии ГЭС Капанда в средний по водности год — 3 млрд. кВт · ч. Объёмы водохранилища: полный — 4,8 км³, полезный — 3,56 км³.

В состав основных сооружений гидроузла Капанда входят бетонная гравитационная плотина высотой 110 м и длиной напорного фронта 1400 м с поверхностным и донным водосбросами; здание ГЭС, расположенное в скальной выемке на правом берегу; водоприёмник ГЭС, встроенный в напорный фронт; ОРУ 220/110 кВ.

Геологические условия створа (крепкие аркозовые песчаники) позволили запроектировать плотину экономичного профиля: при вертикальной напорной грани заложение низового откоса составляет 1:0,7 для береговых участков и 1:0,74 для руслового сечения.

Поверхностные водосбросы (четыре пролёта по 15 м) расположены на центральном участке плотины, донные водосбросы (две нитки сечением по 10 м²) расположены в теле плотины в правобережном примыкании.

Водоприёмник ГЭС на правом берегу четырьмя туннелями подаёт воду на агрегаты ГЭС (по 130 МВт каждый). Общая пропускная способность гидроузла — 9030 м³/с.

На правом берегу расположено ОРУ, на станционной площадке — служебно-производственный корпус.

В проектировании и строительстве гидроузла, в частности бетонной плотины высотой 110 м, использован самый передовой уровень гидроэнергетического строительства. Плотина возведена из укатанного особо жёсткого малоцементного (70 – 80 кг цемента на 1 м³ при общем содержании вяжущего 150 кг на 1 м³) бетона впервые в практике института “Гидропроект” для зарубежного объекта и впервые в Анголе. Несмотря на внезапные и долговременные перерывы в строительстве плотины, качество бетона, укатанного и традиционного вибрированного, осталось хорошим. В связи с отсутствием на площадке естественного материала для добавки к цементу в качестве вяжущего по предложению инженера А. Д. Осипова, была создана эффективная технологическая схема получения каменной пыли. Эта схема, отработанная на Капанде российскими специалистами с участием бразильского строительного подрядчика, затем стала широко использоваться на других стройках, в частности в Бразилии.

В проекте водосбросной плотины реализовано оригинальное решение по положению и конфигурации носков водосброса с глубоким расщеплением сходящей струи, что позволило сократить глубину водобойного колодца на 20 м и многократно снизить удельную энергию воздействия падающей струи на основание.

Современная технология строительства оказала непосредственное влияние на конкретные конструктивные проектные решения, которые были соответствующим образом адаптированы и реализованы в натуре. Помимо этого в проектировании и при строительстве гидроузла применены и реализованы многие другие пионерные разработки. В частности, при сооружении второй очереди строи-

тельства пропуск расходов строительного периода осуществлялся при наполненном до проектных отметок водохранилище через специальным образом подготовленную проточную часть гидроагрегата № 3. Наиболее интересные конструктивно-технологические особенности проекта и строительства гидроузла Капанда неоднократно освещались в технической литературе, а также в докладах на симпозиуме по проблемам укатанного бетона (Испания, г. Сантандер, 1995 г.)

В истории строительства гидроузла Капанда было много драматических событий, связанных с обострением военно-политической обстановки и началом войны в Анголе. 4 ноября 1992 г. площадка строительства была оккупирована силами группировки оппозиционного правительству. До декабря 1997 г. стройка была парализована, инфраструктура разрушена, материалы разграблены, оборудование выведено из строя. Начатые с декабря 1997 г. работы по восстановлению инфраструктуры 30 января 1999 г. пришлось вновь остановить из-за возобновившихся обстрелов площадки.

Работы продолжились с января 2000 г.

Несмотря на драматические сложности, можно подвести однозначный итог: гидроузел Капанда построен и вошёл в стадию эксплуатации. Строительство завершено успешно, о чём свидетельствует благодарность делегации ангольского заказчика, высказанная на завершающем координационном совещании в адрес участников строительства, в том числе и проектировщиков института “Гидропроект”. На заключительной стадии сдачи объекта в эксплуатацию ангольский заказчик организовал инспекцию построенного гидроузла консультантами известной фирмы “Ламейер”, которые отметили высокую экономичность реализованной компоновки основных сооружений гидроузла; подтвердили требуемую надёжность построенных сооружений, хорошее качество строительных работ; признали, что в построенном виде гидроузел Капанда не имеет ограничений по установленным проектом условиям эксплуатации.

Сдано в набор 11.01.2011. Подписано в печать 17.02.2011. Формат 60×84 1/8.

Печать офсетная. Печ. л. 7,0. Цена свободная

Оригинал-макет выполнен в издательстве “Фолиум”
127238, Москва, Дмитровское ш. 58, тел/факс (495) 482-5590, 482-5544

Internet: <http://www.folium.ru>, **E-mail:** info@folium.ru

Отпечатано в типографии издательства “Фолиум”

ПОДПИСЫВАЙТЕСЬ

на журнал «Гидротехническое строительство»

Ежемесячный научно-технический журнал «Гидротехническое строительство» освещает отечественную и зарубежную практику по эксплуатации, проектированию и строительству гидротехнических сооружений, вопросы охраны окружающей среды, экологии, крупные водохозяйственные проблемы.

Целью издания журнала является также научно-техническое, методическое и информационно-справочное обеспечение организаций и специалистов, деятельность которых связана с проектированием, строительством, эксплуатацией, научным обслуживанием и надзором за безопасностью гидротехнических сооружений.

Журнал регулярно переводится на английский язык и распространяется по ведущим библиотекам мира.

В России подписку можно оформить в любом почтовом отделении связи.

Условия подписки можно найти в Объединенном каталоге

«Пресса России. Подписка-2011»

(Том 1. Российские и зарубежные газеты и журналы)

70224 — индекс журнала «ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО»

Редакционная коллегия:

Лапин Г. Г. (гл. редактор), Абубакиров Ш. И., Александров А. Е., Альхименко А. И., Аргал Э. С., Баранов А. Е., Беликов В. В., Беллендир Е. Н., Бронштейн В. И., Воскресенский С. М., Золотов Л. А., Каганов Г. М., Кириллов В. М., Липский И. В., Ляпин В. Ю., Марчук А. Н., Машина Л. Ф., Новоженин В. Д., Осипов А. Д., Парабучев И. А., Радченко В. Г., Семенов В. М., Семенов И. В., Серков В. С., Стафиевский В. А., Хазиахметов Р. М., Шайтанов В. Я., Шангин В. С., Юркевич Б. Н.

Адрес редакции:

Москва, Волоколамское шоссе, д. 2, к. 73

Почтовый адрес редакции:

109044, г. Москва, Воронцовский переулок, дом 2, стр. 1.

ЗАО НТФ «Энергопрогресс»

Тел./факс: (495) 741-49-81

E-mail: gts1930@yandex.ru

Internet: <http://www.energy-journals.ru>