



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.

№ 7

ИЮЛЬ

2011

Содержание

Проектирование, строительство, эксплуатация

Гордон Л. А., Гутов С. С., Скворцова А. Е., Храпков А. А. Тангенциальные перемещения плотины и береговых примыканий Саяно-Шушенской ГЭС по данным натуральных наблюдений 2

Швайнштейн А. М. Гидравлические условия работы безнапорного отводящего тракта строительных глубинных водосбросов Бурейского гидроузла и их повреждения 9

Михайлов М. Г. Нештатные ситуации, возникшие при монтаже, пусконаладке, эксплуатации и реконструкции технологического оборудования ГЭС. 17

Веремеенко И. С., Гладышев С. В., Дедков В. Н., Агибалов Е. С., Шелудяков Л. О. Модернизация энергокавитационных стендов лаборатории гидромашин ИПМаш НАН Украины 23

Расчеты, исследования, эксперименты

Глаговский В. Б., Кассирова Н. А., Турчина О. А., Финагенов О. М., Цирухин Н. А. Расчетные исследования сейсмостойкости опорного основания нефтегазовой платформы 29

Козинец Г. Л., Потехин Л. П. Расчетное обоснование прочности и работоспособности сталежелезобетонной спиральной камеры здания Саяно-Шушенской ГЭС. 36

Тетельмин В. В. Механика образования трещин в напорной грани бетонной плотины. 42

Иванов А. В., Введенский О. Г., Султанова Е. Ф. Рыбоохранный комплекс для морской энергетической установки 49

Логинов В. А., Шабанов В. А. Исследование фильтрационных течений в верховом клине грунтовой плотины 52

Поздравление В. В. Берлину 56

Поздравление А. Е. Баранову 57

Дискуссии

Юркевич Б. Н. Надежность электроснабжения 58

Библиография

Дмитриев В. А., Шереметьев В. Н. О кн.: Василевский А. Г., Штильман В. Б., Шульман С. Г. "Методы оценки надежности затворов гидротехнических сооружений (системный анализ)" 59

Волшаник В. В. Актуальный труд о забытых гидротехнических сооружениях

Тангенциальные перемещения плотины и береговых примыканий Саяно-Шушенской ГЭС по данным натурных наблюдений

Гордон Л. А., доктор техн. наук (ОАО “ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева”),

Гутов С. С., инженер (ОАО “Саяно-Шушенская ГЭС”),

Скворцова А. Е., инженер (ОАО “ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева”),

Храпков А. А., доктор техн. наук

Приводятся данные, полученные в результате геодезических наблюдений за тангенциальными перемещениями плотины и береговых примыканий Саяно-Шушенской ГЭС.

Ключевые слова: Саяно-Шушенская ГЭС, тангенциальные перемещения плотины и береговых примыканий, данные натурных наблюдений.

В работе [1] на основе анализа данных натурных измерений радиальных перемещений и углов наклона горизонтальных сечений плотины показано, что с мая 2004 г. по май 2010 г. необратимых (остаточных) перемещений плотины не зафиксировано и что авария в здании Саяно-Шушенской ГЭС не оказала влияния на работу плотины. Цель на-

стоящей статьи — подтвердить выводы предыдущей работы на основе данных за тот же период, полученных в результате геодезических наблюдений за тангенциальными перемещениями плотины (направленными поперек потока), а также показать, что не наблюдается и необратимой конвергенции (сближения) бортов каньона в створе плотины.

Тангенциальные перемещения плотины по данным измерений отвесами. Плановые (радиальные и тангенциальные) перемещения плотины измеряются в 69 точках с помощью системы прямых и обратных отвесов, установленных в семи секциях плотины (секции 10, 18, 25, 33, 39, 45, 55). Перемещения отсчитываются от якорей обратных отвесов — условно неподвижной горизонтальной плоскости, расположенной на 35 – 40 м ниже подошвы плотины. В качестве нуля отсчета (начального цикла измерений) приняты замеры на 4 мая 1989 г., когда уровень верхнего бьефа достиг отметки 497,1 м (на 2,9 м ниже отметки УМО, равной 500 м).

Вершины ломаных на рис. 1, выделенные маркерами, отмечают соответственно минимальные и максимальные тангенциальные перемещения в 2004 – 2009 гг. для трех точек наблюдения. Указанные точки расположены на отметке 542 м в левобережной секции 10, ключевой секции 33 и правобережной секции 55. Погрешность измерения тангенциальных смещений составляет 0,7 мм. Как видно из рис. 1, в период 2004 – 2009 гг. отклонения экстремальных (по годам) тангенциальных перемещений от их средних значений за шесть лет не превышают $\pm 1,5$ мм. Таким образом, необратимые (остаточные) тангенциальные перемещения гребня плотины отвесами не фиксируются.

Оценка конвергенции (сближения) берегов каньона по длинам хорд арок. Основные сооружения Саяно-Шушенского гидроузла расположены в пределах Джойско-Кибикского антиклинария. Регио-

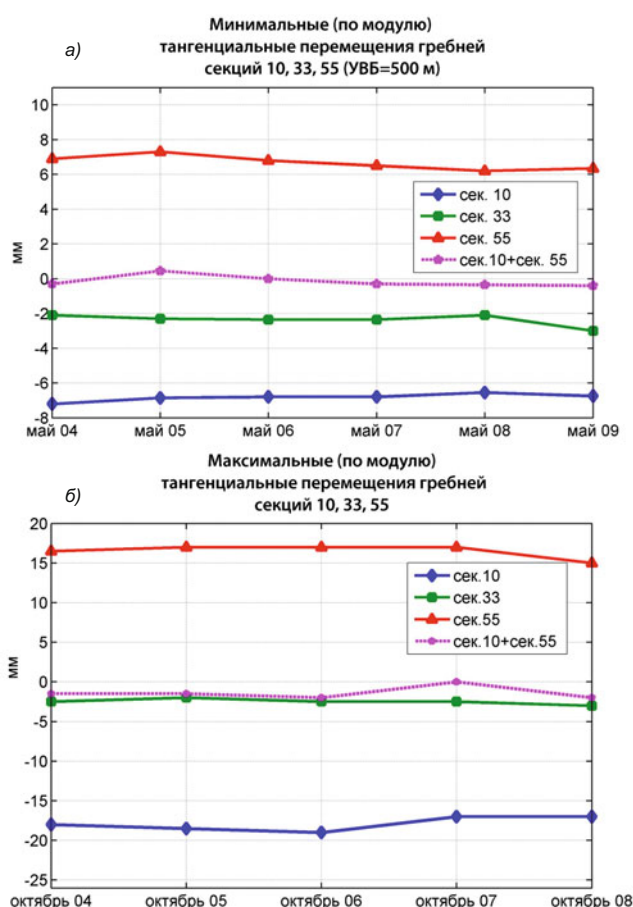


Рис. 1. Тангенциальные перемещения точек на гребне секций 10, 33, 55

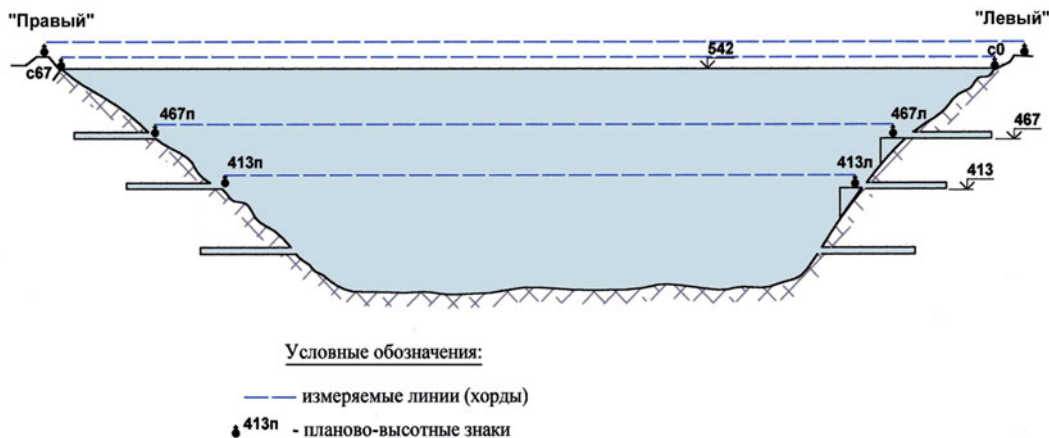


Рис. 2. Расположение плано-высотных марок для измерения хорд арок

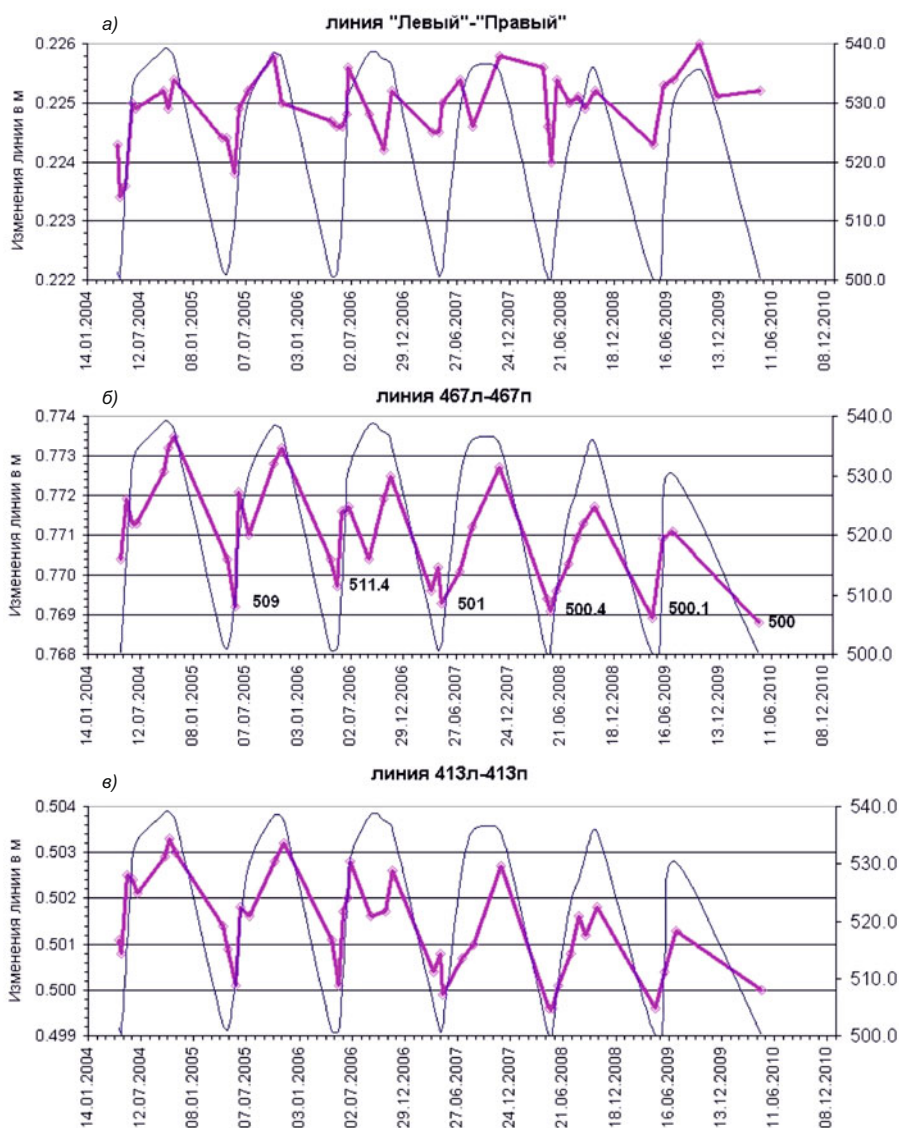


Рис. 3. Изменения длин хорд арочных поясов за период 2004 – 2010 гг.

нальным Борусским разломом от антиклинария отделен Джебашский выступ протерозойских пород, а в его пределах двумя разломами субширотного направления выделен Джойско-Кибикский текто-

нический клин, представляющий собой относительно монолитный структурно-тектонический блок шириной 20 – 25 км. Саяно-Шушенский гидроузел расположен в центральной части этого блока.



Рис. 4. Схема измерений линий между пунктами внешней опорной сети

Вопрос о целостности Джойско-Кибикского блока детально изучался геологическими, геоморфологическими и геодезическими методами; были выполнены также инструментальные наклономерные наблюдения. Работы выполнялись Ленгидропроектом, Гидропроектом, ИФЗ РАН, ИЗК СО РАН, ИГ СО РАН, ЛГУ. Комплекс исследований не зафиксировал современных дифференцированных

движений по тектоническим нарушениям в основании сооружений Саяно-Шушенской ГЭС. Однако в процессе эксплуатации данные натуральных измерений струнными датчиками в ряде точек наблюдения фиксируют необратимый рост деформаций и напряжений сжатия в верхних арочных поясах плотины. Этот факт вызывает определенные опасения. Время от времени появляются публикации, например [2], в которых выдвигается гипотеза о том, что имеют место подвижки правобережного скального массива на плотину, и это приводит к росту сжимающих напряжений в верхних арочных поясах плотины. Оставляя в стороне достоверность измеренных деформаций и вычисленных по ним напряжений, следует отметить, что “навал” правого берега на плотину (если он имеет место) должен вызывать не увеличение, а уменьшение сжатия арочных поясов вблизи ключа со стороны верховой грани, чего противоречивые данные о напряжениях не подтверждают. Однако наиболее убедительным опровержением этой гипотезы являются прямые геодезические измерения расстояний между плановыми знаками (пунктами), расположенными на разных берегах реки вблизи створа плотины.

Одним из способов оценки возможного сближения берегов каньона в створе плотины Саяно-Шушенской ГЭС является измерение длин четырех хорд между пятнами арочных поясов. Информация о расположении плановых знаков приведена на рис. 2.

Длины измеряемых хорд арочных поясов составляют от 586 м на отметке 413 м до 884 м на

Т а б л и ц а 1

Длины участков правобережной штольни 467 и их приращение

Дата	УВБ, м	Длина, мм	Приращение, мм
06.04.04	500,3	29986,47	– 0,88
04.11.04	537,78	29985,59	
06.05.05	500,49	29986,36	– 0,86
22.09.05	538,93	29985,50	
12.05.06	500,02	29986,30	– 0,90
25.10.06	537,37	29985,40	
16.04.07	503,08	29986,29	– 0,90
26.10.07	537,49	29985,39	
06.05.08	500,06	29986,38	– 0,65
06.11.08	536,53	29985,73	
21.04.09	501,25	29986,33	– 0,44
01.07.09	527,84	299985,89	

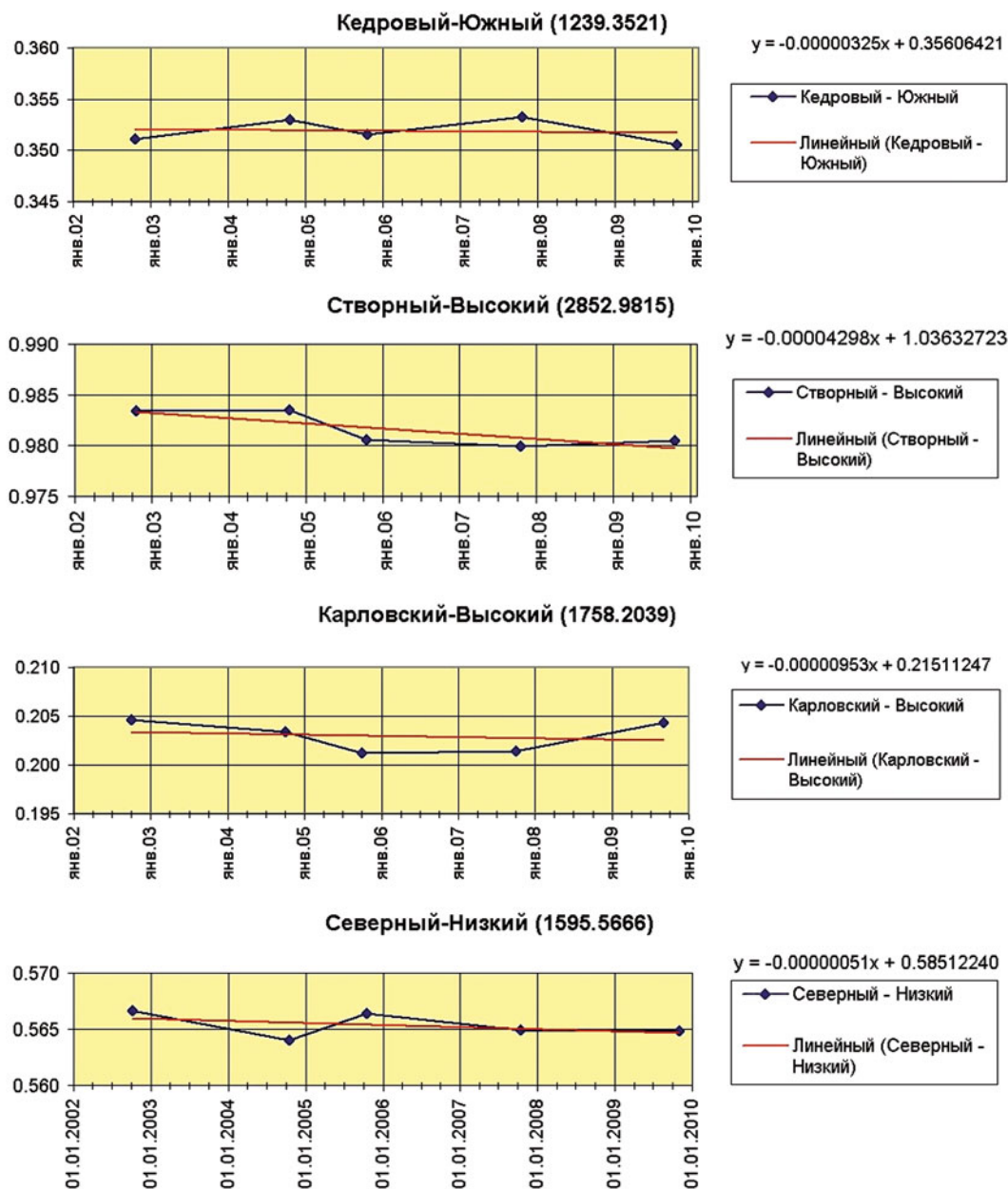


Рис. 5. Изменения длин линий между пунктами внешней опорной сети

гребне плотины. Знаки “левый” и “правый” заложены в скальном основании на удалении 14 и 23 м от гребня плотины. Знаки с0 и с67 заложены в парапете гребня плотины. Знаки 467л, 467п, 413л и 413п заложены в бетонных блоках примыкания тела плотины на выходах из смотровых галерей. Наблюдения выполняются путем измерения длин линий (хорд) высокоточным светодальномером DI 2002 для каждой пары знаков “левый” — “правый”, с0 – с67, 467л – 467п и 413л – 413п. Кроме того, для знаков “левый”, “правый”, с0 и с67 при определении абсолютных перемещений в плане определяются координаты методом трилатерации от пунктов внешней плановой сети по каждому циклу измерений.

Стандартное отклонение из одного измерения составляет $1 \text{ mm} + 1 \text{ ppm}$. Из пары измерений одной и той же линии (прямо и обратно) для хорды “левый — правый” погрешность по оценке точности не превышает 1,2 мм. Результаты измерений приведены на графиках рис. 3. Результаты по хорде с0 – с67 не приводятся из соображений корректности. Как уже отмечалось выше, знаки с0 и с67 заложены не в теле плотины, а в конструкции парапетного ограждения. Достоверно разделить составляющие работы берегов и работы конструкции парапетного ограждения не представляется возможным.

Каждая из хронограмм рис. 3 построена по всем 39 замерам, выполненным с мая 2004 г. по май 2010 г. Представленные на рис. 3 данные фиксиру-



Рис. 6. Правобережная штольня отм. 467 м. Марки для измерения 3-метровым жезлом

ют сезонную конвергенцию-дивергенцию берегов. Минимальные длины хорд наблюдаются весной — ранним летом, при низких УВБ, максимальные — осенью, при высоких УВБ. Величины максимальных значений по годам тем больше, чем выше уровень наполнения водохранилища и чем дольше он удерживался до начала сработки (на так называемой “полке”). Максимальные отметки водохранилища варьируются по годам от 536 до 539 м. Следует отметить, что циклы измерений по хордам распределены в течение года неравномерно. В зимние месяцы измерения не выполняются. Большая доля циклов приходится на высокие и максимальные

Таблица 2

Длины участков левобережной штольни 467 и их приращения

Дата	УВБ, м	Длина, мм	Приращение, мм
06.05.04	500,3	30002,46	– 1,32
05.11.04	537,66	30001,14	
06.05.05	500,49	30002,36	– 1,31
14.11.05	537,02	30001,05	
12.05.06	500,02	30002,32	– 1,31
25.08.06	538,0	30001,01	
10.05.07	502,15	30002,27	– 1,25
25.10.07	537,52	30001,02	
07.05.08	500,1	30002,37	– 1,15
06.11.08	536,53	30001,22	
21.04.09	501,25	30002,28	– 0,82
01.07.09	527,84	30001,46	

уровни верхнего бьефа (ВБ), поэтому строить какие-либо тренды по всему ряду измерений не совсем корректно. Минимальные значения длин хорд приходятся на уровень ВБ, близкий к 500 м. Именно по изменению минимальных значений можно получить представление о сближении-расхождении берегов.

Анализ данных, приведенных на рис. 3, показывает, что изменения минимальных значений хорды 467л – 467п за рассматриваемый период составили 1,6 мм, хорды 413л – 413п — 1,2 мм, а хорды “левый-правый” — 1,1 мм. Для четырех циклов 2007 – 2010 гг., выполненных при УВБ, близких к 500 м (рис. 3, а), расхождения не превысили 0,5 мм как для хорды 467л – 467п, так и для хорды 413л – 413п. Все изменения не выходят за пределы погрешности измерений, и предположения о необратимой конвергенции (сближении) бортов каньона в створе плотины не находят своего подтверждения.

Кроме измерений длин хорд арок ведутся измерения расстояний между расположенными на высоких отметках (601 – 850 м) и на разных берегах пунктами внешней опорной сети Кедровый — Южный, Створный — Высокий, Карловский — Высокий, Низкий – Северный (рис. 4). Измерения этих линий производятся в процессе наблюдений за устойчивостью пунктов внешней опорной сети не реже чем раз в два года. Цикл измерений выполняется, как правило, осенью при более благоприятных метеоусловиях с максимально достижимой точностью. На рис. 5 приведены графики изменения линий за последние пять циклов. Отклонения не превышают допустимых значений, и линии тренда на конвергенцию берегов не указывают.

Тангенциальные деформации в скальных примыканиях. В скальных примыканиях имеются штольни, являющиеся продолжением потерн в плотине на отметках 344, 413, 467 м (рис. 2). По стенам штолен с шагом 3 м заложены марки. Одна из таких штолен показана на рис. 6. Базовая (исходная) длина участка измерения между марками 1 – 11 правобережной штольни на отметке 467 м составляет 29,99 м, а левобережной — 30,00 м. Измерение расстояний между марками производится трехметровым углепластиковым жезлом. С помощью таких измерений можно получить информацию о величине и глубине распространения тангенциальных деформаций в береговых примыканиях под действием гидростатической нагрузки. Систематическая составляющая ошибки определения общей длины штолен может меняться от 0,18 до 0,3 мм, в зависимости от количества измеряемых интервалов.

На рис. 7 даны хронограммы измеренных с помощью углепластикового жезла расстояний на уча-

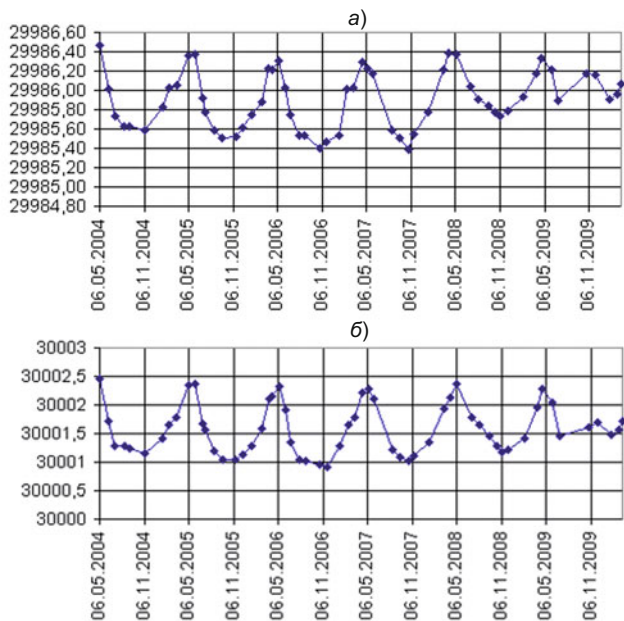


Рис. 7. Расстояния между марками 1 – 11 (мм)

а – шtolья 467 прав., б – шtolья 467 лев.

стке между марками 1 и 11 в расположенных на данной отметке правобережной и левобережной шtolьях.

Погрешность в измерении (одноразовом) углепластиковым жезлом отрезка (длиной 3 м) составляет 0,02 мм (двойная точность шкалы индикатора). При измерении отрезка той же длины с использованием n попыток погрешность результата составит $0,02 \cdot n^{-1/2}$ мм. Погрешность в измерении участка (длиной 30 м) содержащего n отрезков рассматриваемой длины, путем суммирования результатов n независимых измерений составляет $0,02 \cdot n^{-1/2} \cdot n = 0,02 \cdot n^{1/2}$ мм.

Полагая $n = 10$, получим для погрешности в измерении участка между марками 1 – 11 величину около 0,06 мм.

В табл. 1, 2 приведены экстремальные (минимальные и максимальные) по годам длины участков стен правобережной и левобережной шtolен на отметке 467 м между марками 1 и 11, а также приращения длин (абсолютные деформации) за период наполнения водохранилища. Знаки минус свидетельствуют о том, что ежегодно в период подъема УВБ происходит укорочение длины на рассматриваемых участках шtolен. По-видимому, это есть следствие увеличения сжатия, передающегося от арочных поясов на скалу в приконтактной зоне основания.

При рассмотрении рис. 7 четко просматривается зависимость характера деформаций от уровня верхнего бьефа. Максимальные длины рассматриваемых участков имеют место в начале мая, при низких отметках УВБ (≈ 500 м), минимальные — поздней осенью, при высоких отметках УВБ

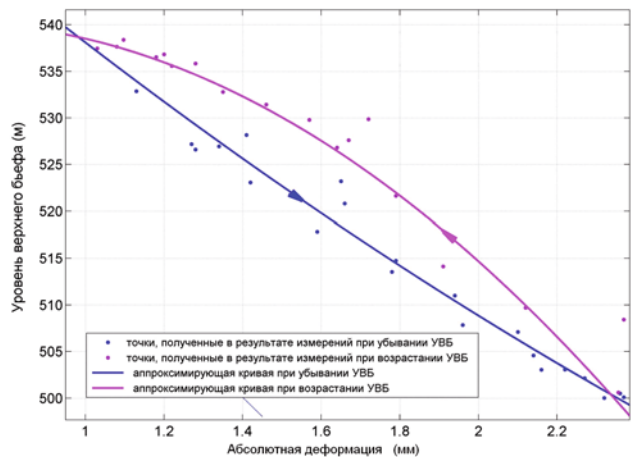


Рис. 8. Осредненная циклограмма абсолютных деформаций на участке 1 – 11 для левобережной шtolьи на отм. 467 м (2004 – 2009 гг.)

(≈ 537 м). Следовательно, деформации замеряемых участков стен шtolен в 2004 – 2008 гг. носят в основном циклический характер, а остаточные значения рассматриваемых величин практически отсутствуют.

Согласно рис. 7 и табл. 1, 2 приращения деформаций 2007 и 2008 гг. несколько меньше, чем в предыдущие годы в первую очередь из-за того, что эти годы были маловодными и УВБ не достиг НПУ = 539 м (в 2008 г. максимальный УВБ составил 537,8 м, в 2008 г. — 536,5 м). После аварии цикличность изменения длин контролируемых участков шtolен была нарушена вследствие изменения режима работы плотины.

При практически одинаковой длине левобережного и правобережного участков (30 м, с точностью до 1 см) деформации левобережного участка примерно в полтора раза больше соответствующих деформаций правобережного участка. Это свидетельствует о том, что податливость левобережного примыкания плотины соответственно выше, чем правобережного.

Из рассмотрения табл. 1, 2 видно, что максимальные абсолютные величины относительных удлинений во время наполнения водохранилища за рассмотренный временной период составили $0,30 \cdot 10^{-4}$ для правого берега и $0,44 \cdot 10^{-4}$ для левого. Исходя из результатов новейших исследований ЦСГНЭО модули деформации в скальных породах береговых примыканий на отметке 467 м равны $1,3 \cdot 10^4$ и $1,1 \cdot 10^4$ МПа соответственно. Отсюда получаем осредненные приращения продольных (вдоль оси шtolен) нормальных напряжений равными 0,39 и 0,48 МПа для правого и левого берега соответственно. Согласно результатам тех же исследований модули упругости скальных пород в тех же областях скалы составляют $2,7 \cdot 10^4$ и $2,3 \cdot 10^4$ МПа и тогда приращения нормальных на-

пряжений равны 0,81 и 1,01 МПа. В обоих случаях разница в указанных значениях не превосходит величины 0,2 МПа, и при этом не приходится говорить о значительной асимметрии в напряженном состоянии берегов. Отметим еще, что приведенные выше значения сжимающих напряжений незначительны по сравнению с прочностью скальных массивов при сжатии, а подобные напряжения не способны вызвать нелинейные эффекты в береговых примыканиях.

В заключение проиллюстрируем графически зависимость между абсолютными деформациями на участке 1 – 11 левобережной штольни и отметкой УВБ. На рис. 8 точками показаны измеренные в 2004 – 2009 гг. величины абсолютных деформаций в зависимости от отметки УВБ в периоды наполнения и опорожнения водохранилища. Графиками изображены полученные после статистической обработки соответствующие аппроксимирующие зависимости. Из рассмотрения рис. 8 видно, что различия между расстояниями, отвечающими возрастанию и убыванию бьефа, достигают максимальных значений при отметках УВБ 520 – 525 м и составляют при этом около 0,3 мм. Величина относительной деформации равна $1 \cdot 10^{-5}$, что эквивалентно повышению температуры воздуха в штольне на 1 °С.

Выводы

1. Данные натурных наблюдений за тангенциальными перемещениями гребней береговых секций плотины (получены по измерениям с использованием прямых и обратных отвесов) свидетельствуют об отсутствии остаточных (необратимых) смещений.

2. Прямые измерения расстояний между марками, расположенными на четырех отметках в непосредственной близости от пят арочных поясов, зафиксировали только сезонные колебания длин хорд и не выявили их необратимого сближения-расхождения.

3. Необратимые (остаточные) деформации скальных упоров в пятах арочного пояса на отметке 467 м за 2004 – 2010 гг. практически отсутствуют.

Список литературы

1. Гордон Л. А., Скворцова А. Е., Стефаненко Н. И. Анализ технического состояния плотины Саяно-Шушенской ГЭС по данным натурных измерений радиальных смещений и углов наклона горизонтальных сечений // Гидротехническое строительство. 2011. № 1.
2. Тетельмин В. В. Анализ необратимых процессов в створе плотины Саяно-Шушенской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2010. № 2.

Гидравлические условия работы безнапорного отводящего тракта строительных глубинных водосбросов Бурейского гидроузла и их повреждения

Швайнштейн А. М., кандидат техн. наук (ОАО «ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева»)

Статья посвящена актуальной проблеме — анализу работы строительных глубинных водосбросов (СГВ) с безнапорным отводящим трактом. Как показывают результаты эксплуатации такого типа сооружений за рубежом и у нас в стране (Красноярский и Зейский гидроузлы), на ряде из них имели место кавитационные разрушения. В статье отмечается, что публикация материалов обследований не всегда обладала достаточной глубиной анализа, не учитывала результатов экспериментальных исследований, что привело к излишне категоричным выводам о конструктивных недостатках СГВ. В статье прежде всего рассматривается опыт проектирования и эксплуатации трубчатых водосбросов в теле бетонных плотин. Вскрываются причины повреждений СГВ Красноярского гидроузла и подчеркивается, что после проведения ремонтных работ пропуск воды осуществлялся вполне успешно. Что же касается СГВ Зейского гидроузла, то там таких проблем не возникало. В статье дается краткое описание СГВ Бурейского гидроузла. Отмечено, что сложные финансовые и климатические условия его строительства повлияли на качество бетонных поверхностей водосброса и на интенсивность возведения плотины. Рассмотрены результаты лабораторных исследований СГВ Бурейского гидроузла и мониторинг гидравлических условий работы их тракта. На основании анализа приведенных данных делаются выводы о причинах абразивных и кавитационных повреждений при пропуске паводков 2004 – 2006 гг.

Ключевые слова: бетонные плотины, строительные глубинные водосбросы, безнапорный отводящий тракт, трубчатые водосбросы, гидравлические условия, работы, пропуск паводков, абразивные, кавитационные воздействия.

Статья [1], посвящённая рассмотрению кавитационных повреждений безнапорного отводящего тракта (БОТ) строительных глубинных водосбросов (СГВ) Бурейского гидроузла, широко обсуждалась в журнале «Гидротехническое строительство» [2 – 5]. Были высказаны полезные соображения о гидравлических условиях работы водосбросов подобного типа, которые целесообразно учитывать при проектировании и гидравлических исследованиях. Тем не менее это обсуждение проходило несколько односторонне. СГВ подобной конструкции использовались на трёх гидроузлах: Красноярском, Зейском и Бурейском. При рассмотрении опыта эксплуатации СГВ Красноярского гидроузла рассматривались лишь последствия пропуска паводков 1967 – 1968 гг. [6], но после ремонта сооружения паводковые расходы достаточное время при значительных напорах сбрасывались через СГВ в 1969 г. [7]. В публикациях отсутствует какая-либо информация о СГВ Зейского гидроузла. Обсуждение кавитационных повреждений СГВ Бурейского гидроузла не касалось экспериментальных исследований этого сооружения, проводившихся на фрагментарной гидравлической модели масштаба 1:40 [8 – 10]. В дискуссии отсутствуют какие-либо сведения о проекте СГВ и о тех его изменениях, которые произошли во время возведения Бурейского гидроузла. Обсуждение этих вопросов также представляет интерес для инженерной общественности.

Для удобства обсуждения и анализа рассматриваемой проблемы приведём сразу продольные разрезы СГВ Бурейского гидроузла (рис. 1), на которых указаны размеры основных конструктивных элементов. Конструкции БОТ шести пролётов СГВ, примыкающих к раздельному устою между отводя-

щими каналами водосброса и ГЭС, и двух пролётов в левой части фронта плотины отличаются отметкой дна и, соответственно, высотой вертикального уступа при сопряжении напорного и безнапорного участков тракта водосброса, которая составляет 5 и 4 м. Характерной конструктивной особенностью СГВ являлось расширение в плане при сопряжении напорного и безнапорного участков с 5,5 до 7,0 м; таким образом уступ в плане при сопряжении боковых стен этих участков составлял 0,75 м.

Опыт проектирования и эксплуатации трубчатых водосбросов в теле бетонных плотин. Сооружения такого типа часто используются для пропуска значительных расходов строительного и эксплуатационного периодов при значительном напоре на входном пороге водосброса. Как правило, относительно короткий начальный участок таких водосбросов выполняется напорным с затвором в теле плотины, а за ним расположен безнапорный открытый или закрытый отводящий участок. Такие конструкции глубинных водосбросов использовались на зарубежных гидроузлах, например, Детройт, Дворшак, Оберн (США), Охдо (Япония). На тракте подобных водосбросов некоторых гидроузлов не удалось избежать кавитационных повреждений [11]. Ряд сведений об опыте эксплуатации водосбросов Саяно-Шушенской ГЭС уже обсуждался в ходе дискуссии [4, 5].

Остановимся на опыте эксплуатации Красноярского и Зейского гидроузлов, конструкции СГВ которых в основном аналогичны использовавшейся на Бурейском гидроузле; они отличаются лишь размерами ряда элементов. Размеры в свету регулирующих сегментных затворов, установленных в конце напорного участка СГВ, на Бурейском гидро-

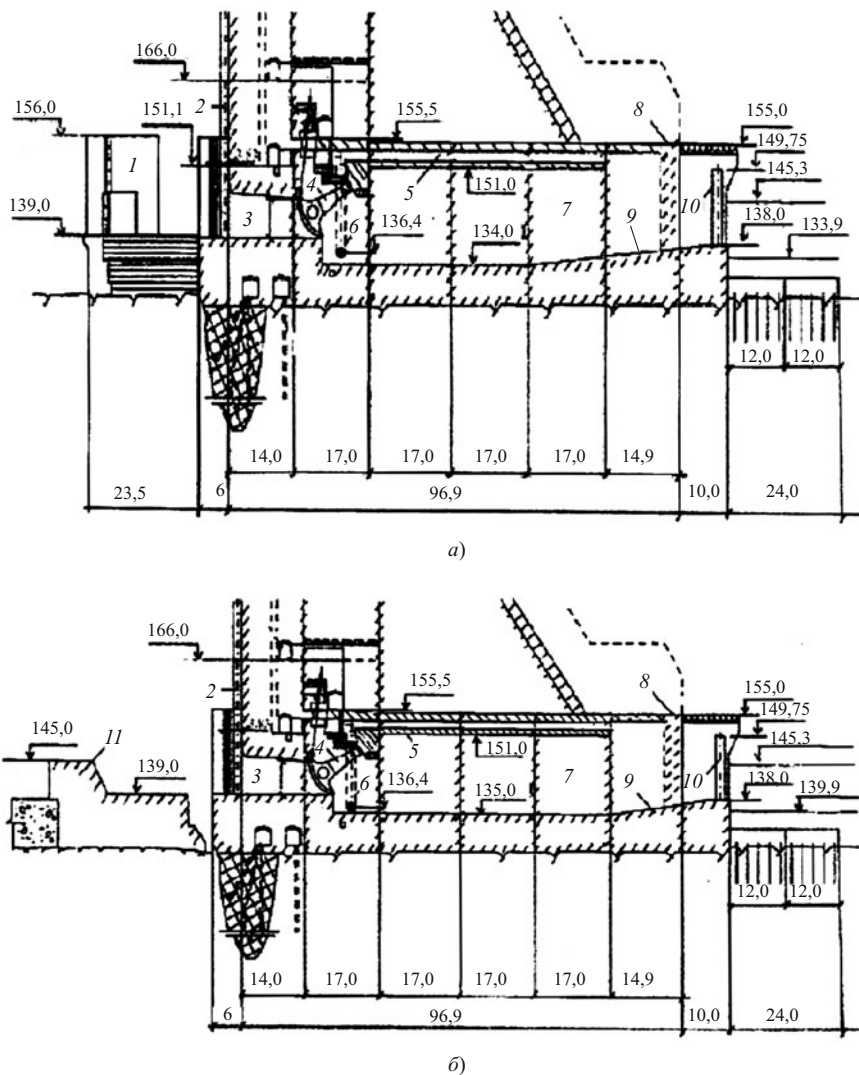


Рис. 1. Продольные разрезы по секциям строительного глубинного водосброса Бурейского гидроузла № 1 – 6 (а) и № 7 – 8 (б): 1 — быки между секциями; 2 — паз прислонного ремонтного затвора; 3 — напорный участок; 4 — сегментный затвор в свету шириной 5,5 м и высотой 6,0 м; 5 — воздухоподводящая галерея площадью поперечного сечения 14 м²; 6 — воздуховод под уступ диаметром 1,2 м; 7 — безнапорный отводящий участок СГВ; 8 — отверстие для подвода воздуха; 9 — трамплин-отклонитель; 10 — паз ремонтного затвора; 11 — бетонная перемычка

узле $b \times h = 5,5 \times 6,0$ м, а на двух других гидроузлах $5,0 \times 5,0$ м. За напорным участком СГВ БОТ расширялся на Красноярском гидроузле с 5 до 6 м, а на Зейском — с 5 до 8 м. Высота вертикального порога при сопряжении этих участков составляла на Красноярском гидроузле 7 м, на Зейском 6,5 м, на Бурейском 5 и 4 м (рис. 1). Площадь воздухоподводящих галерей была равна в пролётах СГВ этих гидроузлов соответственно 10, 12 и 14 м². На Красноярском гидроузле в пролёте СГВ с регулирующим затвором (№ 5) воздух к уступу между напорным и безнапорным участком подводился трубопроводом площадью 0,28 м² только с одной стороны, а на Зейском и Бурейском гидроузлах такие трубопроводы, имеющие площадь поперечного сечения 0,8 и 2,26 м², предусматривались с обеих сторон уступа. СГВ Красноярского и Зейского гидро-

узлов были рассчитаны на пропуск расходов при напорах на пороге около 80 м.

В течении 1967 – 1968 гг. проводились сбросы через СГВ Красноярского гидроузла при напорах 65 – 70 м [6, 7]. Осмотр СГВ после этих сбросов показал, что в пролётах № 4 и 5 произошли разрушения поверхности обеих боковых стен БОТ в виде широких и глубоких борозд вдоль нижней поверхности струй, а в пролёте № 8 такие разрушения зафиксированы только на левой стене. В пролётах № 3 и 7 существенных повреждений не было обнаружено. Сбросы воды через пролёт № 5 производились около 360 суток, в том числе 170 суток при частичных открытиях затвора; затворы пролётов № 4 и 8 были полностью открыты 210 и 235 суток, а пролётов № 3 и 7 – 260 и 190 суток.

Раздельные стены БОТ СГВ Красноярского гидроузла были уложены из бетона М200 в сухой деревянной строганой опалубке. В возрасте 180 дней

кубиковая прочность бетона составляла 300 – 400 кг/см² при В-8. В местах сопряжения опалубочных щитов неровности на поверхности бетона в ряде мест достигали 4 см. При заделке повреждённых участков СГВ № 4 и 5 некачественный бетон был удалён, а неровности срублены. Заделка размытых участков выполнялась бетоном М400 с восстановлением арматуры и установкой анкеров в старый бетон. Опалубка устанавливалась из строгаемых досок, направленных по потоку.

После ремонта, произведённого в 1969 г., пролёты № 5 и 4 пропускали расходы около 75 и 10 суток при полном открытии затворов и напорах на пороге до 83 и 81 м. Осмотры этих пролётов после пропуска расходов 1969 г. показали, что поверхность уложенного в разрушенные зоны бетона практически не имела повреждений.

Основной причиной повреждений СГВ Красноярского гидроузла считают недостаточный подвод воздуха к уступу между напорным и безнапорным участками тракта. Просветы у боковых стен при сопряжении напорного и безнапорного участков шириной 0,5 м оказались недостаточными для аэрации потока, а при частичных открытиях затвора эти просветы за счёт существенного расширения потока в плане вообще перекрывались. Поступление воздуха в СГВ существенно затруднялось образованием в воздухоподводящих устройствах зимой льда. Тем не менее каким-то образом сказались локальные особенности подвода воздуха или свойства бетона боковых поверхностей, так как в одних пролётах разрушения бетона наблюдались, а в других, работавших в сходных условиях, они не происходили. После ремонта разрушенных участков пропуск воды благополучно осуществлялся длительное время в 1969 г. даже при несколько больших напорах.

При пропуске расходов через СГВ Зейской ГЭС в 1976 – 78 гг. напор на пороге трубчатого участка составлял 43,5 – 52,0 м [12]. Осмотр СГВ этого гидроузла перед их заделкой показал, что на БОТ сколько-нибудь существенные повреждения отсутствуют¹.

Проект СГВ Бурейского гидроузла, его изменения в процессе разработки и строительства гидроузла. Об условиях возведения СГВ. В проекте водосбросной плотины Бурейского гидроузла была предусмотрена разрезка на секции шириной 15 м. Исходя из необходимой пропускной способности выходное сечение напорного участка СГВ было принято с размерами в свету $b \times h = 5,5 \times 6$ м при толщине стен между пролётами СГВ, равной 8 м. Это обстоятельство предопределило размер ус-

тупов в плане между напорным и безнапорным участками СГВ равным 0,75 м. С учётом опыта эксплуатации СГВ Красноярского гидроузла и существенно больших размеров таких уступов в СГВ Зейского гидроузла ставился вопрос об увеличении размеров этих уступов в СГВ Бурейского гидроузла. Такое предложение не было реализовано ни за счёт уменьшения толщины стен между пролётами (по статическим условиям), ни за счёт уменьшения ширины напорного участка (из-за неблагоприятного соотношения между шириной и высотой сегментного затвора).

Особенность проекта СГВ состояла в том, что из бетона класса В30 были выполнены обе боковые стены трёх первых столбов БОТ пролётов № 4 и 5, предназначенных для пропуска расходов при частичных открытиях сегментных затворов [4, 9]. Большая часть поверхности этих стен во всех пролётах СГВ была уложена из бетона класса В15.

В процессе составления рабочего проекта и в ходе возведения гидроузла в конструкцию СГВ был внесён ряд изменений. Укажем лишь на изменения конструкции СГВ, в значительной мере сказавшиеся на гидравлическом режиме работы БОТ.

При вскрытии котлована в основании плотины скальные породы с приемлемыми характеристиками оказались на более высоких отметках, чем по геологическому прогнозу. Поэтому стало возможным уменьшить заглубление бетонной плотины, что привело к поднятию дна отводящего тракта шести русловых пролётов СГВ на 3 м, а пролётов у левого берега — на 4 м. Первоначально предполагался пропуск расходов через десять пролётов СГВ; на первом этапе пропуска строительных расходов шесть пролётов СГВ в русле работали совместно с каналом, устроенным у левого берега. Осуществить бетонирование и монтаж механического оборудования четырёх пролётов СГВ у левого берега за один зимний сезон не представлялось возможным. Поэтому перешли на схему пропуска расходов при возведении плотины через восемь пролётов СГВ, в которой у левого берега в канале устраивались лишь два пролёта СГВ.

Проектом предусматривалась конструкция основных аэрационных галерей, начинающихся в 6-м столбе плотины; воздух в эти галереи должен был поступать с торца этого столба. Лишь такой вариант воздуховода рассматривался в экспериментальных исследованиях. В сооружении нижнее перекрытие аэрационной галереи было доведено лишь до конца 5-го столба плотины (рис. 1), а для поступления воздуха в эти галереи были предусмотрены в перекрытии 5-го столба плотины отверстия сверху с отм. 155 м. Это изменение конструкции входа в воздухоподводящие галереи было вызвано необходимостью устройства теплозащиты безнапорных

¹ Автор этой работы участвовал в таком осмотре в нескольких пролётах СГВ этого гидроузла в декабре 1979 г.

отводящих трактов СГВ со стороны нижнего бьефа, но оно могло неблагоприятно сказаться на условиях подвода воздуха в СГВ.

Строительство СГВ Бурейского гидроузла было начато в 1996 г. в период существенного спада финансирования и соответствующего ему дефицита кадров и до 2000 г. производилось со значительными перерывами. Интенсивность возведения СГВ была повышена лишь в 2000 г. В это время работы по бетонированию производились в основном в холодное время года, в более тёплое время необходимо было пропускать расходы воды. Качество выполнения бетонных поверхностей было невысоким, на них имелось значительное число неровностей и даже участки некачественного бетона [1, 4].

Гидравлические лабораторные исследования СГВ. Мониторинг гидравлических условий работы их тракта. Лабораторные исследования проводились на фрагментарной модели СГВ масштаба 1:40. Эти исследования выполнялись в контакте с Ленгидропроектом, а в ряде случаев и с СПКТБ “Ленгидросталь”. Основная часть исследований выполнялась в 1986–1990 гг., после 2003 г. по мере необходимости во время пропуска расходов через СГВ уточнялись некоторые детали их работы. Здесь рассмотрим лишь те аспекты исследований, которые связаны с условиями работы БОТ и повреждениями его бетонных поверхностей. Результаты части лабораторных исследований, которые проводились по мере пропуска расходов, изложим в увязке с возникающими затруднениями.

Основная часть лабораторных исследований проводилась ещё при расположении дна БОТ СГВ на 131 м. В этих исследованиях рассматривались условия течения на безнапорном тракте СГВ, подбирались размеры и место ввода воздуха на тракт, устанавливались осреднённые составляющие давления в зоне контакта (следа) потока с боковыми стенами и на дно, а также его пульсационная составляющая в следе.

Существенное влияние на обеспечение приемлемых условий работы БОТ оказывал уступ между его напорным и безнапорным участками. Этот уступ был выполнен таким образом, чтобы отражённые струи после контакта потока с боковыми стенами не перекрывали выходное сечение воздухопроводов под уступ и не препятствовали снабжению воздухом зоны низового уплотнения сегментного затвора. Для этого длина горизонтальной полки за сегментным затвором была сокращена до минимума, а кромка этой полки с уступом выполнена со скосом, как на Зейском гидроузле. Выходное сечение воздухопроводов за уступ было насколько возможно приближено к его вертикальной грани. Под потоком за выходным сечением напорного участка СГВ уровни воды у уступа высотой 8 м при рассматриваемых

отметках УВБ = 190–256 м не превышали 2–3 м. Они не могли подтоплять выходное сечение воздухопроводов, подводящих воздух к этому уступу.

На некотором расстоянии непосредственно за сегментным затвором поток на модели расширился в плане и по вертикали. При полном открытии затвора начало зоны его контакта с боковыми стенами было расположено от центра выходного отверстия напорного участка СГВ на расстоянии, составляющем около 4–5 м, если отметки УВБ = 160...170 м, и 8–9 м, если отметки УВБ = 190...256 м [8]. В случае частичных открытий затвора это расстояние практически для всех отметок УВБ составляло около 2 м. На модели зазор между боковой стеной СГВ за уступом в горизонтальной плоскости и потоком даже в последнем случае ясно просматривался.

Высота, ширина и длина следа потока на боковых стенах изменялись в зависимости от отметки УВБ и открытия затвора e , что связано с изменением толщины потока за затвором и дальности его отлёта с уступа. В пределах БОТ водосброса поток интенсивно насыщался воздухом, который захватывался со свободных поверхностей. В зависимости от отметки УВБ и значения e изменялись уровни воды в подструйном пространстве за уступом. Они существенно падали с увеличением УВБ и уменьшением e .

При выполнении исследований воздухоподводящих устройств на модели на стадии проекта измерялся расход воздуха для ряда параметров потока в зависимости от произведения $\mu\omega$ (μ — коэффициент расхода воздухоподводящего устройства, отнесённый к характерной площади поперечного сечения ω); определялось положение выходного сечения воздухопроводов к уступу таким образом, чтобы оно было расположено в верхней части воздушной полости под транзитным потоком и не перекрывалось отраженными струями, измерялся вакуум в затворной камере. На моделях столь сложных сооружений расход воздуха, подводимый на безнапорный тракт, не может быть установлен количественно. На модели не воспроизводится течение в зазоре между затвором и направляющими, к которым принудительно прижимается уплотнение. При частичных открытиях это течение может вызвать значительное разбрызгивание воды за затвором у боковых стен. Вертикальные габариты потока на БОТ СГВ при вовлечении в него воздуха могут быть преуменьшены даже на моделях достаточно крупных размеров. Поэтому при назначении размеров воздухоподводящих устройств кроме данных, полученных на фрагментарной модели СГВ Бурейского гидроузла, учитывались результаты сопоставления измерений расхода воздуха в натуре и на модели СГВ Красноярского гидроузла. С учётом этого

сопоставления площадь поперечного сечения воздухоподводящих устройств СГВ Бурейского гидроузла была существенно увеличена [9]. Значения вакуумов в затворной камере по данным измерений не превышали 2 кПа. Для этого варианта СГВ оценивались давления на дно отводящего тракта. Мгновенные значения этих давлений, близкие к физическому пределу, вряд ли могли наблюдаться в течение сколько-нибудь продолжительных промежутков времени, а в связи с существенной аэрацией потока на дне можно было не опасаться кавитационных явлений.

После уменьшения заглубления плотины в 1989 г. были дополнительно рассмотрены условия работы системы для подвода воздуха в пролётах № 7 – 8, дно которых было поднято до отм. 135 м. В пролётах № 1 – 6, в которых дно предусматривалось на отм. 134 м, условия подвода воздуха были более благоприятны. Эти опыты показали, что пропускная способность водоводов, подводящих воздух к уступу, если их выходное сечение не затоплено, практически не изменилась. Было рекомендовано выходное сечение воздухопроводов к уступу поднять на 1 м, располагая его ось на отм. 137,5 м. Даже в этом случае при $e = 6$ м выходное сечение воздухопроводов подтоплялось при отметке УВБ меньше 220 – 200 м; при открытиях затворов, равных 4 и 3 м, подтопление происходило при отметках УВБ соответственно 200 – 175 и 165 – 155 м.

Оценки возможности возникновения кавитации на контакте расширяющегося в плане потока с боковыми стенами производились лишь для режима течения, при котором у уступа под транзитным потоком наблюдалась воздушная полость. На стадии проекта предполагалось, что СГВ должны работать при отметке УВБ > 190 м, при которой эта полость под транзитной струей не подтапливалась. Учитывая, что продолжительность работы СГВ не должна была превышать двух-трех лет, с повышением дна отводящего тракта СГВ не было учтено, что при относительно низких УВБ пространство под транзитным потоком также оказывается подтопленным.

Возможность возникновения кавитации оценивалась в 1989 – 1990 гг. на основе измерений осредненных и пульсационных составляющих давления в зоне контакта расширяющегося в плане потока с боковыми стенами. Эти измерения проводились для относительно больших открытий сегментных затворов СГВ, равных 0,6 – 1,0. Для меньших относительных открытий такие измерения оказались невозможны, так как габариты приемных элементов датчиков становились сопоставимыми с толщиной потока за затвором. Этими опытами удалось установить общие закономерности изменения осредненных составляющих давления и стандартов их пульсаций, которые в основном уменьшались по

длине следа потока на боковой стене и от осевой линии зоны контакта струй с боковыми стенами к их периферии [8].

На начальном этапе исследований при прогнозе кавитации на боковых стенах на основе измерений составляющих давления исходили из сравнения времени работы сооружения при снижении абсолютного давления до нуля с инкубационным периодом работы бетонной поверхности до образования кавитационной эрозии [8]². Такого рода прогноз был бы обоснованным при выполнении боковых стен СГВ гладкими. На самом деле при бетонировании на поверхности стен возникали неровности, которые являлись возбудителями кавитации. Поэтому на основании [13] были выполнены оценочные расчеты наработки ресурса бетонной поверхности боковых стен СГВ на кавитационную эрозию при наличии на них выступов высотой до 5 мм. Наработка получилась в ряде случаев существенно больше 1 [9]. Предполагалось, что эта наработка получена с запасом; тем не менее с учетом неопределенностей выполненной оценки рекомендовалось выполнять соответствующий мониторинг гидравлических условий работы СГВ и при необходимости восстановление обтекаемой бетонной поверхности. Также указывалось, что длительная эксплуатация СГВ нежелательна.

На необходимость мониторинга гидравлических условий работы СГВ Бурейского гидроузла ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева обращал внимание и ранее. Такого рода мониторинг проводился ещё на Красноярском и Зейском гидроузлах [12, 14 – 17]. В 1996 г. для СГВ Бурейского гидроузла были составлены программа работ и предварительная схема размещения КИА. В связи с отсутствием финансирования эти работы не были выполнены. Даже после существенного повышения интенсивности работ по строительству гидроузла в 2000 г. какие-либо приборы для измерения гидравлических характеристик потока в СГВ не были установлены. В 2004 г. после появления первых затруднений при работе СГВ и проведения дополнительных гидравлических исследований на фрагментарной модели СГВ масштаба 1:40 указывалось, что необходимо проводить хотя бы только измерения расхода воздуха, поступающего на тракт СГВ. В конечном итоге при эксплуатации СГВ на основе натурных данных уточнялась лишь пропускная способность СГВ и производились осмотры безнапорных участков СГВ после пропуска паводков, к которым сотрудников гидравлической лаборатории до 2006 г. не привлекали.

² В [4] имеется ссылка только на эти данные, приведенные в техническом отчете 1991 г., без учета того, что они уточняются, в том числе и в публикациях [9].

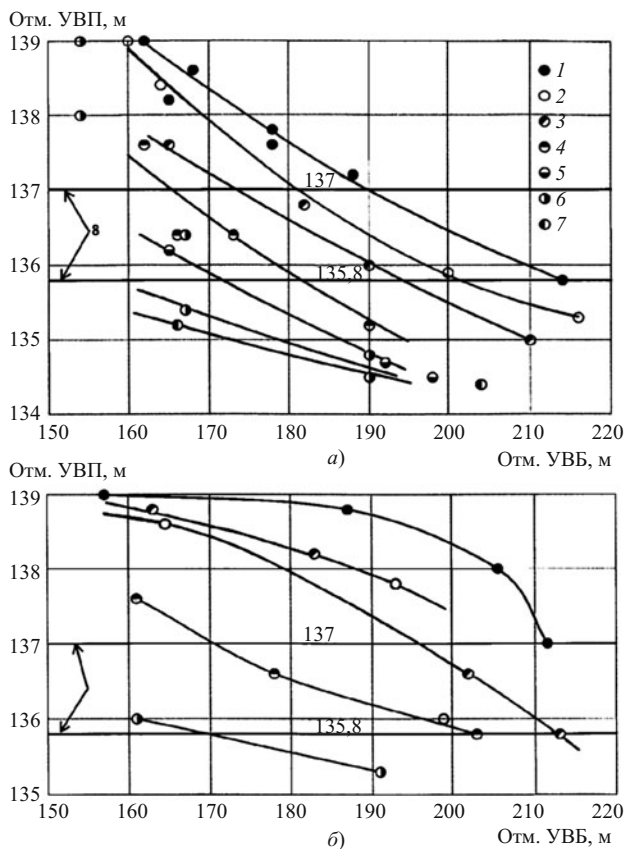


Рис. 2. Изменение уровней воды за уступом под транзитным потоком (УВП) за напорным участком СГВ в зависимости от открытия затвора и отметки УВБ: *а* и *б* — для секций СГВ № 1–6 и № 7–8 с расположением дна отводящего тракта соответственно на отм. 134 и 135 м; 1–7 — положение уровней воды под транзитным потоком за уступом при открытиях сегментного затвора равных 5,9 (6,0); 5,5; 5,0; 4,0; 3,0; 2,0; и 1,0 м; 8 — отметка верхней и нижней точек трубопровода, подводящего воздух за уступ

В дискуссии по статье [1] уже высказывались предположения о причинах повреждения бетона БОТ СГВ. Нами будут более подробно высказаны некоторые соображения о затруднениях в эксплуатации СГВ с учетом данных лабораторных гидравлических исследований.

Пропуск паводков в 2002 – 2003 гг. Причины абразивных повреждений и анализ возможности их дальнейшего развития. В 2002 г. расходы воды пропускались через СГВ в нерегулируемом режиме. Максимальные скорости течения в августе 2002 г. достигали 15–16 м/с. Повреждения БОТ СГВ были незначительны. В 2003 г. в пропуске расходов в диапазоне отметок УВБ = 185...206 м участвовали все пролеты СГВ. Наиболее значительное время (до 120 суток) сбросы осуществлялись через пролет № 5, в том числе около 5 суток при отметках УВБ = 200–206 м. Около 60 суток этот пролет работал при относительных открытиях сегментного затвора $n = 0,6–0,9$. Через пролеты № 7 и 8 вода сбрасывалась 30–35 суток в основном при $n = 1$, в том числе при отметке УВБ > 195 м не более 12–14 суток. Около 20 и 15 суток при различных n

работали пролеты № 4 и 3, остальные пролеты пропускали расходы в основном при $n = 1$ не более 5 суток.

Кавитационные повреждения СГВ после паводков 2003 г. были незначительны (каверны глубиной 20–30 см у несрезанных шпилек в межсекционных швах и размыв защитного слоя бетона). Размывы бетона на дне БОТ наблюдались у стыка секций 2 и 3 СГВ (рис. 1) глубиной 0,2–0,3 м и лишь в пролете № 5 глубина промоины достигала 1 м. В ней обнаружили окатанную отдельность скалы размером 0,8 м. Указанные повреждения носили абразивный характер и произошли при транспорте отдельностей скалы из верхнего бьефа. В пролеты СГВ № 1–6 эти отдельности поступали из насыпи, возведенной перед СГВ для бетонирования нижней части плотины. Во все пролеты СГВ эти отдельности ещё могли попасть при взрывных работах по левому берегу. Специально проведенные в начале 2004 г. опыты на фрагментарной модели масштаба 1:40 показали [10], что при заполнении водой полости под транзитным потоком за уступом образуется водоворот, вращаясь в котором отдельности скалы оказывают абразивное воздействие на бетон. С повышением отметки УВБ уровень воды под транзитным потоком за уступом падает, и здесь образуется полость, заполненная воздухом (рис. 2). При этом интенсивность вращения водоворота уменьшается, а транзитный поток с ростом скоростей течения проносит отдельности скалы сразу в нижний бьеф. С учетом дальнейшего повышения УВБ опасность абразивных повреждений упала, и в 2004 г. был произведен лишь ремонт поврежденных участков.

Отметим, что по данным исследований на модели в 2004 г. (рис. 2) при реальном расположении выходные сечения воздухопроводов за уступом до отметки УВБ = 190 м всегда затоплялись, а при увеличении отметки УВБ до 210 м в секциях СГВ № 1–6 они затоплялись частично, а в секциях № 7–8 полностью. Отсутствие существенных кавитационных повреждений в 2003 г. могло быть связано с тем, что пролеты СГВ (кроме пролета № 5) сравнительно немного времени пропускали расходы при отметке УВБ > 195 м, а возможно, при $n = 1$ какое-то количество воздуха поступало сбоку через зазоры между транзитным потоком и боковыми стенами БОТ. В связи с этим развитие эрозии не было интенсивным.

Пропуск паводка 2004 г. и его последствия. В 2004 г. расходы воды длительное время пропускались при отметках УВБ = 200...206 м. В таких условиях в основном при $n = 1$ осуществлялся сброс воды через пролеты СГВ № 1, 2, 3, 6, 7 и 8 соответственно 28,4; 1,8; 21,9; 50,0; 53,7 и 17,9 суток. Кроме того, пролет № 7 в течение полутора суток обес-

печивал пропуск воды в диапазоне отметок УВБ = 210 – 225 м. Через пролет № 4 расходы сбрасывались 21,3 суток при $n = 1,0$ и 17,3 суток при $n = 0,3 \dots 0,8$. Пропуск небольших расходов в основном осуществлялся через пролет № 5, продолжительность работы которого при отметках УВБ = 200 – 225 м и $n = 0,1 \dots 1,0$ составляла 108,3 суток, в том числе в указанном диапазоне n этот пролет при отметках УВБ = 220...225 м работал 35 суток и всего около 80 суток при $n \leq 0,5$.

В результате пропуска расходов в 2004 г. были повреждены сразу же за уступом БОТ обе боковые стены СГВ № 7 на глубину до 1 м на длине 12 – 15 м и СГВ № 5 на глубину 0,7 – 0,9 м, правая стена СГВ № 3 на глубину до 0,3 м и левая стена СГВ № 2 на глубину до 0,2 м.

Пропуск паводков 2005 и 2006 гг. и некоторые соображения о причинах повреждений боковых стен СГВ. Зимой 2004/05 г. был выполнен ремонт пролетов СГВ № 3, 5, 7, и в 2005 г. расходы пропускались через пролеты № 1, 2, 4 – 6 и 8 при отметках УВБ = 216...220 м [1]. При полном открытии затворов через пролеты № 4, 6 и 8 сбросы воды производились соответственно 30, 15 и 10 суток, а остальные пролеты были задействованы около 5 суток. Их осмотр не выявил существенных повреждений. Паводок 2006 г. сбрасывался через пролеты № 3 – 5 (отметка УВБ = 218...239 м); продолжительность работы составляла 6 – 7,5 суток, а глубины повреждений в этих пролетах не превышали 0,2 м. Кроме того, около 11 суток был задействован пролет № 7 (отметка УВБ = 239...243 м), в котором произошли повреждения уже отремонтированного зимой 2004/05 г. участка поверхности.

Переходя к рассмотрению причин кавитационных повреждений, некоторых соображений и предложений, содержащихся в материалах дискуссии, считаем необходимым отметить следующее.

1. В зависимости от гидравлических условий сопряжения потоков за вертикальным уступом на контакте расширяющегося в плане потока с боковыми стенами могут возникнуть следующие зоны кавитационного воздействия:

на границе раздела между транзитным потоком и водоворотом, когда полость под транзитным потоком за уступом заполнена водой и поступление сюда воздуха затруднено [2]. Именно с такими условиями работы связаны существенные повреждения в пролете № 7;

в толще достаточно компактного ядра высокоскоростного потока [3]. Кавитационные явления в таком потоке возникают, даже если под транзитным потоком наблюдается воздушная полость. В этом случае кавитационная эрозия возникает, если плановое расширение недостаточно и поток в следе не успевает насытиться воздухом на всю толщину.

Проектом не предусматривались режимы с подтоплением полости под транзитным потоком за уступом. Они появились после решения о подъеме дна БОТ СГВ. В исследованиях не было уделено достаточного внимания таким режимам, тем более что начало возведения СГВ совпало с периодом всеобщего финансового и кадрового дефицита у строителей, проектировщиков и исследователей, а фрагментарная модель СГВ была разобрана и восстановлена лишь к 2004 г. Возникновение такого рода режимов, по крайней мере, для подобных СГВ можно предотвратить, если ограничить допустимый диапазон отметок УВБ. Это связано прежде всего с интенсивностью возведения плотины, увеличить которую в сложившихся условиях строительства вряд ли было возможно.

2. Следует полагать, что размеры кавитационных повреждений СГВ были бы не столь значительными, если бы выходные сечения воздухопроводов к уступу были установлены на 1 м выше, как рекомендовалось на основе исследований на модели.

3. В статье авторы [1] дают прогноз кавитационной эрозии, используя данные натурных наблюдений за кавитационной эрозией, на основе простейших экстраполяционных зависимостей. Такой подход возможен в узком диапазоне изменения параметров потока. Для случая, когда с ростом отметок УВБ изменяются гидравлические режимы в полости под транзитным потоком, применение такой методики прогноза развития кавитационной эрозии считаем вряд ли оправданным.

4. Качество бетона боковых стен БОТ в какой-то мере могло сказаться на размерах кавитационных повреждений, но оно не являлось решающим, за исключением участков существенных отклонений от технологии возведения [4, 5]. Неровности бетона способствовали развитию кавитационной эрозии лишь при недостаточном количестве воздуха в потоке. Об этом свидетельствуют небольшие размеры повреждений по всей длине БОТ, которая не примыкает к уступу при сопряжении напорного и безнапорного участков СГВ. Таких неровностей на тракте большое количество, и их размеры значительны. Зафиксированные за ними кавитационные повреждения небольших размеров свидетельствуют о существенном насыщении высокоскоростного потока воздухом.

5. Существенным для гидравлических условий работы водосбросов с безнапорным режимом течения на отводящем тракте является высота уступа в его начале. Если сооружение пропускает расходы при относительно невысоких напорах и транзитный поток под уступом подтоплен, то высоту уступа целесообразно уменьшать. В этом случае опасность возникновения кавитации связана с границей раздела между транзитным потоком и расположен-

ным ниже его по высоте водоворотом за уступом. Ширина опасной зоны здесь невелика, и она в зависимости от отметки УВБ перемещается по высоте боковой стены, поэтому проведение здесь измерений отличается большой трудоемкостью.

Более определенно решается вопрос о подводе воздуха, когда хотя бы часть полости под транзитным потоком заполнена воздухом. Предотвратить существенные кавитационные воздействия в этом случае возможно за счет увеличения размеров расширения БОТ по сравнению с напорным участком либо за счет устройства дефлекторов в конце напорного участка. Предложение об устройстве дефлекторов применительно к СГВ Бурейского гидроузла рассматривалось в 2004 г. для пропуска расходов с увеличением напоров. Осуществить такую конструкцию в межпаводковый период достаточно сложно. Для реализации такой конструкции на каком-то этапе пропуска расходов она должна быть предусмотрена заблаговременно.

6. Сильно осложнили принятие оперативных и обоснованных мер по предотвращению существенных кавитационных воздействий во время эксплуатации СГВ Бурейского гидроузла недостаточный объем натурных измерений параметров потока и отсутствие измерений расхода поступающего на тракт воздуха. Эти измерения оказались бы полезными и в связи с тем, что конструкция воздухоподводящего тракта в натуре отличалась от рассмотренной на гидравлической модели. Так, основная воздухоподводящая галерея (рис. 1) выполнена в натуре, начиная с 5-го столба плотины. Отсутствие перекрытия этой галереи в 6-ом столбе плотины могло привести к тому, что возникающее над основным потоком водовоздушной смеси спутное течение воздуха или даже воздуха с каплями воды увеличивает гидравлическое сопротивление на входе в эту галерею, и, следовательно, к какому-то уменьшению расхода поступающего на тракт воздуха.

Необходимо еще высказаться по поводу предложения о запрете на размещение рабочих затворов в теле плотины [4]. Ряд существенных возражений против этого предложения указаны в работе [5]. Кроме того, необходимо иметь в виду следующее:

при расположении основных затворов на выходе СГВ необходимо значительно выше располагать носок-трамплин поверхностного водосброса, что приведет к заметному увеличению объема бетона водосбросной плотины;

при таком размещении основных затворов труднее (а может быть, вообще невозможно) использовать сегментные затворы, которые наиболее хорошо зарекомендовали себя для работы при таких размерах перекрываемого сечения и напорах.

Выводы

1. Строительные глубинные водосбросы Бурейского гидроузла обеспечили пропуск значительных сбросных расходов в широком диапазоне (практически от 0 до 100 м) напоров на входном пороге. Имевшие место повреждения безнапорного отводящего тракта этих водосбросов во время их эксплуатации с учетом резервных возможностей уточнения их конструкции и гидравлических условий работы, на которые указывают все участники дискуссии в журнале, не дают оснований для отказа от применения такого рода конструкции в дальнейшем.

2. При проектировании и гидравлических исследованиях водосбросов рассматриваемого типа размеры и конструкцию планового расширения и вертикального уступа в месте сопряжения напорного участка с безнапорным отводящим трактом необходимо обрабатывать из условия предотвращения существенных кавитационных повреждений.

3. В водосбросах такой конструкции, рассчитанных на пропуск расходов при значительных напорах, наиболее целесообразно обеспечивать работу с гидравлическим режимом, при котором под транзитным потоком за уступом существует устойчивая воздушная полость.

4. Весь период пропуска расходов через сложные по гидравлическим условиям работы водосбросы рассматриваемой конструкции должен сопровождаться мониторингом его гидравлических параметров. Желательно сохранение гидравлической модели водосброса на весь период пропуска расходов для уточнения их условий в оперативном порядке.

Список литературы

1. Васильев А. В., Гаркин А. С., Дерюгин Г. К. Кавитационные повреждения строительных водосбросов Бурейского гидроузла при пропуске паводков в 2003 – 2006 гг. // Гидротехническое строительство. 2008. № 1.
2. Онитченко Г. Ф. К вопросу о работе затворных камер донных водосбросов высоконапорных гидроузлов // Гидротехническое строительство. 2008. № 1.
3. Семенов В. М. Кавитационные повреждения водосбросов // Гидротехническое строительство. 2008. № 8.
4. Двуреков В. Н., Дерюгин Л. М., Оскоркова Т. Е. К вопросу о причинах кавитационных повреждений стенок строительных глубинных водосбросов плотины Бурейской ГЭС при пропуске паводков в 2003 – 2006 гг. // Гидротехническое строительство. 2008. № 12.
5. Дерюгин Г. К., Рубинштейн Г. Л. О кавитационных повреждениях водосбросных сооружений // Гидротехническое строительство. 2009. № 5.
6. Григорьев Ю. А. Результаты эксплуатации донных строительных водосбросов Красноярской ГЭС в 1967 – 1968 гг. // Тр. корд. совещ. по гидротехнике / ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 1969. Вып. 52.
7. Боярский В. М., Григорьев Ю. А. Опыт эксплуатации донных отверстий плотины Красноярской ГЭС // Гидротехническое строительство. 1972. № 9.

8. Швайнштейн А. М., Лейбович В. А., Судольский Г. А. Воздействие потока на боковые стены при расширении его за напорным участком водосброса // Изв. ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 1991. Т. 225.
9. Гидравлические исследования для обоснования условий пропуска расходов через строительные глубинные водосбросы Бурейского гидроузла / А. В. Хорохов, А. В. Васильев, Г. А. Судольский, А. М. Швайнштейн // Гидротехническое строительство. 2004. № 1.
10. Швайнштейн А. М., Шкуронат А. Г. Экспериментальные исследования гидравлических условий течения за вертикальным уступом между напорным и безнапорным участками глубинного водосброса // Изв. ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 2007. Т. 247.
11. Водосбросы большой пропускной способности / Л. П. Михайлов, М. Ф. Складнев, В. М. Семенов, А. М. Швайнштейн. — М.: Энергоатомиздат, 1988.
12. Елисеев Н. А., Коновалов Е. С., Соловьёва А. Г. Натурные измерения расхода воздуха, вовлекаемого в строительные водосбросы // Изв. ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 1983. Т. 162.
13. Гидравлические расчеты водосбросных гидротехнических сооружений. Справочное пособие. — М.: Энергоатомиздат, 1998.
14. Ивойлов А. А., Елисеев Н. А. Некоторые результаты натурных исследований пульсации гидродинамического давления на стенках галереи донного водосброса Красноярской ГЭС // Тр. корд. совещ. по гидротехнике / ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 1969. Вып. 49.
15. Елисеев Н. А., Швайнштейн А. М. Некоторые результаты измерения расхода воздуха в глубинных водосбросах Красноярской ГЭС // Тр. коорд. совещ. по гидротехнике / ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 1971. Вып. 62.
16. Ивойлов А. А. Натурные и лабораторные исследования пульсаций давления на стенки донного трубчатого водосброса // Изв. ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 1971. Т. 97.
17. Ивойлов А. А. Пульсация давления на стенки водосбросной галереи по данным измерений в натуре и на модели // Тр. коорд. совещ. по гидротехнике / ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 1972. Вып. 64.

Нештатные ситуации, возникавшие при монтаже, пусконаладке, эксплуатации и реконструкции технологического оборудования ГЭС

Михайлов М. Г., инженер (ОАО “Силовые машины”)

Рассказывается о реальных ситуациях, имевших место на ГЭС в России и за рубежом. Эта информация представляет интерес для специалистов, осуществляющих проектирование гидроэлектростанций, конструирование, изготовление, монтаж, пусконаладку, эксплуатацию и реконструкцию технологического оборудования ГЭС, а также для студентов гидроэнергетических специальностей.

Ключевые слова: нештатные ситуации, гидроэлектростанция, оборудование.

Монтаж оборудования

1. Во время выполнения одной из важнейших монтажных операций — проверки линии вала гидроагрегата — возникла конфликтная ситуация между находящимися в разных странах заводами-поставщиками гидрогенератора и гидротурбины. Разногласия касались технологии проверки линии вала вращением ротора гидроагрегата с помощью мостового крана. В результате пришлось проверять линию вала двумя способами, на которых настаивал каждый из заводов-поставщиков. Оба способа подтвердили соответствие полученных результатов тендерным требованиям заказчика к линии вала гидроагрегата.

Для исключения подобных ситуаций заказчик должен указывать в тендерной документации норму, на основе которой необходимо выполнять проверку линии вала гидроагрегата, либо требование о согласовании технологии проверки линии вала между заводами-изготовителями гидрогенераторов и гидротурбин на стадии подготовки технико-коммерческого предложения.

2. Масломерное смотровое стекло (установленное на ванне подпятника, встроенной в нижнюю крестовину, напротив прохода к подпятнику) заслонялось полкой лапы нижней крестовины от освещения и визуального наблюдения на расстоянии из прохода к ванне подпятника под ротором зонтичного генератора. После ввода гидроагрегата в эксплуатацию заказчик, ознакомившись с установленным оборудованием, записал в перечень замечаний по гидрогенератору: “Затруднительный визуальный контроль (по масломерному стеклу) уровня масла в ванне комбинированного подпятника”.

Для визуального контроля уровня масла в ванне подпятника зонтичных гидрогенераторов масломерное стекло должно устанавливаться напротив прохода к ванне подпятника и не заслоняться другими элементами конструкции генератора. Данное требование заказчику необходимо включать в тендерную документацию.

3. Генеральный подрядчик, выполнявший общестроительные работы на гидроэлектростанции, отказался от ответственности за состояние и соответствие нормам временных строительных дорог на

ГЭС для транспортировки оборудования, ссылаясь на отсутствие этого требования в тендерной документации. В результате при транспортировке на длинномерной площадке со склада монтажной фирмы в здание ГЭС балки тележки мостового крана в сборе с механизмом главного подъема и механизмом передвижения тележки (весом около 50 т, размером 10,2 × 3,2 × 3,6 м) на повороте строительной автодороги площадка опрокинулась и был поврежден электродвигатель главного подъема. Повторилась аварийная ситуация, случившаяся три года назад на строительстве предыдущей ГЭС на той же реке и с тем же генеральным подрядчиком. Для продолжения монтажных работ на смонтированную тележку мостового крана временно установили поврежденный при предыдущей аварии электродвигатель, который починили (заварив корпус и подремонтировав обмотку), при этом он использовался на 30 % от своей номинальной мощности. Это позволило завести стальной канат на барабан главного подъема. На поставку нового электродвигателя с монтажом и испытаниями потребовалось около 9 месяцев.

Для исключения подобных аварийных ситуаций заказчику необходимо указывать в тендерной документации на строительные работы ответственность генерального подрядчика за надлежащее качество строительных дорог по нагрузке, уклонам и радиусам поворотов, за безопасную транспортировку оборудования на стройплощадке на весь период строительства.

Проверка и испытания оборудования до заполнения водой водоподводящих и водоотводящих устройств

1. Пусконаладочные работы на гидроагрегате неоднократно прерывались из-за появления на панели автоматики гидротурбины ложных сигналов от датчиков среза пальцев лопаток направляющего аппарата. Как показала проверка, причиной появления ложных сигналов оказались механические повреждения датчиков, случайно нанесенные монтажниками, работавшими в условиях стесненного пространства шахты турбины над лопатками направляющего аппарата. Такие ситуации нередко возникают во время строительно-монтажных, пусконаладочных работ и эксплуатации ГЭС. Ошибочные сигналы от датчиков среза пальцев могут возникать также из-за неисправности датчика, механического повреждения датчиков во время окончательной покраски оборудования, некачественного монтажа электрической части и других причин.

При разработке тендерной документации на строительство или реконструкцию ГЭС заказчику необходимо указывать, что система автоматики турбины должна не только обеспечивать форми-

рование сигнала о срезе пальца рычага лопатки направляющего аппарата, но и указывать его номер (соответствующий номеру лопатки направляющего аппарата), который должен отображаться на панели автоматики гидротурбины и на мониторе пульта АСУ ТП станции.

2. Охранник, дежуривший ночью в машинном зале здания строящейся ГЭС, сообщил по телефону, что на гидроагрегате начался пожар. Проверка показала, что это был не пожар. На маслораспределительной установке (МНУ) системы автоматического управления гидротурбины проводились пусконаладочные работы. В конце рабочего дня, после отъезда со станции шеф-инженеров завода-изготовителя, представитель заказчика по собственной инициативе решил проверить количество полных ходов сервомоторов направляющего аппарата гидротурбины под давлением в гидроаккумуляторе при отключенных масляных насосах МНУ. Отключив масляные насосы и двигая направляющий аппарат гидротурбины, представитель заказчика слил масло из гидроаккумулятора в бак МНУ, при этом подача воздуха высокого давления в гидроаккумулятор не была перекрыта. Воздух из общестанционного ресивера высокого давления через клапан впуска воздуха поступал в гидроаккумулятор, откуда через находящиеся в пусконаладке перепускные или предохранительные клапаны на масляных насосах под уровень масла в баке МНУ, создавая масловоздушную смесь над поверхностью масла. Далее через дыхательный фильтр бака МНУ чрезвычайно огнеопасная масловоздушная смесь, по внешнему виду напоминающая дым, распространилась по всему машинному залу здания ГЭС. Охранник принял непрозрачность воздуха в машинном зале за дым и срочно вызвал руководство станции и шеф-инженеров. Прибывшими специалистами была перекрыта подача сжатого воздуха в гидроаккумулятор. С помощью заказчика было организовано проветривание машинного зала. Приняты срочные меры по временному запрету сварочных работ и применению открытого огня, которые могли бы привести к взрыву.

При разработке тендерной документации на строительство или реконструкцию ГЭС (при условии замены сосудов) заказчику необходимо указывать требование об установке в масловоздушном сосуде (гидроаккумуляторе) поплавкового клапана, препятствующего выходу воздуха из сосуда при понижении уровня масла.

Рабочая программа пусконаладочных испытаний гидротурбинной установки должна быть согласована заказчиком и заводом-изготовителем оборудования, при этом должны быть запрещены и исключены любые несогласованные действия участников.

3. В состав маслонапорной установки (МНУ) гидротурбины входил гидроаккумулятор, состоящий из масловоздушного и воздушного сосудов, соединенных в воздушной части. После окончания гидравлического испытания гидроаккумулятора МНУ гидротурбины установили и приступили к настройке воздушного предохранительного клапана (предназначенного для защиты от повышенного давления и установленного на воздушном сосуде) МНУ гидротурбины, т.е. проверке величины давления, при которой открывается предохранительный клапан. Для этого, зажимая пружину одного из предохранительных клапанов масляного насоса, включали соответствующий масляный насос, с помощью специального вентиля плавно поднимали давление в масловоздушном сосуде до 70 кгс/см^2 , останавливая насос, поджимая или ослабляя поджатие пружины клапана. При первом же открытии (включении) воздушного предохранительного клапана из него вырвался не просто воздух, а чрезвычайно огнеопасная масловоздушная смесь, которая быстро заполнила окружающее воздушное пространство. Благодаря тому что поблизости не проводились сварочные работы и не было открытого огня, удалось избежать взрыва. Как показала проверка, в процессе пусконаладочных работ в воздушный сосуд МНУ попало масло, перелившееся из масловоздушного сосуда из-за неправильной работы датчика максимального уровня масла. При открытии воздушного предохранительного клапана произошел резкий сброс давления, масло вспенилось, образовав масловоздушную смесь.

В заводской инструкции по монтажу и пусконаладочным работам маслонапорных установок гидротурбин в целях безопасности необходимо указывать требования, что на период испытаний запрещается проводить сварочные работы и применять открытый огонь в машинном зале здания ГЭС.

Заполнение водой водоподводящих и водоотводящих устройств. Проверка и испытания оборудования при неподвижном агрегате

1. Все попытки получить на панели вспомогательного оборудования гидротурбины разрешающий сигнал на автоматический пуск гидроагрегата оказывались безуспешными. Последовавшая трудоемкая проверка всех возможных причин отказа привела к электроклапану (с встроенным датчиком давления) подачи охлаждающей воды из системы технического водоснабжения в маслоохладительную установку МНУ гидротурбины. Электроклапан оказался развернутым на 180 градусов (по отношению к проектному положению) при сборке маслонапорной установки на заводе-изготовителе. Встроенный в электроклапан датчик контролировал наличие необходимого давления в системе технического водоснабжения. Поскольку электрокла-

пан был развернут, то не поступал разрешающий сигнал на автоматический пуск гидроагрегата от панели вспомогательного оборудования гидротурбины, хотя давление в системе технического водоснабжения было проектным. Трудность поиска причины отсутствия разрешительного сигнала на автоматический пуск гидроагрегата была связана также с тем, что на предыдущем гидроагрегате, который был введен в эксплуатацию ранее, положение точно такого же электроклапана соответствовало проекту.

В подготовительную часть программы пусконаладочных работ необходимо включать визуальную проверку проектной установки комплектующих узлов оборудования.

2. При настройке самотечной (с ограничением давления воды у потребителя) системы технического водоснабжения (ТВС) гидроагрегата (с водозабором из металлической спиральной камеры) появился повышенный шум. В соответствии с требованиями тендерной документации величина шума от установленного оборудования не должна была превышать 90 Дб . Замер показал явное превышение. Это было указано заказчиком в перечне незначительных замечаний, не препятствующих дальнейшему проведению пусконаладочных испытаний, однако препятствующих окончательной приемке оборудования. Проверка показала, что причиной повышенного шума оказался неправильно выбранный редуктор, установленный на трубопроводе технического водоснабжения после водозабора из спиральной камеры. Замечание было устранено поставщиком вспомогательного оборудования. Для этого пришлось заменить редуктор Ду150 на Ду200, что привело в соответствие номинальный расход воды ТВС со средним паспортным значением расхода воды через редуктор. Это позволило снизить величину шума в помещении ТВС до приемлемой величины.

При проектировании и выборе вспомогательного оборудования необходимо обращать внимание на допустимый уровень шума, источником которого оно может служить.

Пробный пуск гидроагрегата и его испытания на холостом ходу

После первого пуска гидроагрегата на холостые обороты он был остановлен. Однако для повторного пуска не было разрешающего сигнала АСУ ТП из-за того, что не все колодки тормозных домкратов гидрогенератора опустились. Визуальный контроль показал, что колодки всех тормозов находились в нижнем положении. Как оказалось, в электрический шкаф торможения не поступал сигнал от двух конечных выключателей, контролировавших поло-

жение колодок тормозных домкратов. Такие ситуации возникают при выполнении пусконаладочных работ, а также в эксплуатации.

При разработке тендерной документации заказчику необходимо указать требование к автоматизации положения колодок тормозных домкратов гидрогенератора с отображением на экране электрического шкафа торможения гидроагрегата (а также на мониторе системы АСУ ТП ГЭС) номера тормоза, у которого не опустилась тормозная колодка или который выдает ложный сигнал.

Испытания гидроагрегата под нагрузкой

1. Маслоохладитель турбинного подшипника представляет собой масляный бак с U-образным водяным радиатором. Маслоохладитель установлен в нише шахты турбины и соединен с ванной турбинного подшипника двумя патрубками с горячим и двумя — с холодным маслом. При вращении вала турбины радиально-осевого типа происходит замкнутая циркуляция масла за счет напора, создаваемого радиальными отверстиями (действующими как центробежный насос) в нижней части направляющего пояса вала. Масло из полости выгородки перекачивается в полость баббитовых сегментов, откуда по двум трубам горячего масла попадает в масляный бак и после охлаждения стекает в полость выгородки в зону радиальных отверстий на валу.

После двух часов работы под нагрузкой 42 МВт (гидроагрегат был поставлен под 72-часовое комплексное опробование работы под нагрузкой) температура баббитовых сегментов турбинного подшипника достигла 67 °С (предупредительный сигнал по температуре сегментов по проекту был настроен на 65 °С, аварийная остановка — на 70 °С). Биение вала находилось в допустимых пределах: на уровне турбинного подшипника составляло 80 мкм, на нижнем генераторном подшипнике — 60 мкм, на верхнем генераторном подшипнике — 120 мкм. Осмотр баббитовых сегментов турбинного подшипника перед пуском показал их хорошее состояние, качество шабрения и зазоры находились в проектных пределах, как и уровень масла. Для снижения температуры сегментов заказчик долил масло в ванну турбинного подшипника выше проектного уровня, но это не дало положительного эффекта. Было принято решение заменить турбинное масло в подшипнике, что и было сделано. Однако через несколько часов работы под нагрузкой 42 МВт температура сегментов турбинного подшипника вновь поднялась до 67 °С. На пульте управления в АСУ ТП повис сигнал “высокая температура сегментов турбинного подшипника”. Расход воды через выносной маслоохладитель турбин-

ного подшипника за счет максимального открытия напорного вентиля составлял 46 м³/ч (проектный расход воды — 21,6 м³/ч). Причем соседний гидроагрегат работал с такой же нагрузкой 42 МВт, температура сегментов турбинного подшипника составляла 58 °С, а расход воды через этот маслоохладитель равнялся 30 м³/ч. Таким образом, наблюдалась значительная разность температур между баббитовыми сегментами турбинных подшипников двух соседних, одинаковых по конструкции и собранных в пределах допусков гидроагрегатов.

Не помог обнаружить причину простейший дистанционный тепловизор, с помощью которого был выполнен сравнительный анализ температур двух гидроагрегатов: корпусов подшипников, подводящих и отводящих масляных и водяных труб.

Дальнейшие поиски привели к истинной причине непонятого явления — к короткой дыхательной трубке, соединенной с масляной полостью ванны выносного маслоохладителя турбинного подшипника. Открыв четыре болтика фланцевого соединения дыхательной трубки к масляному баку, обнаружили установленную на заводе-изготовителе стальную заглушку. После удаления этой заглушки система циркуляции масла заработала в проектом режиме. Температура сегментов турбинного подшипника снизилась до 58 °С, а расход охлаждающей воды был снижен до 30 м³/ч. Также перестали отличаться температуры корпусов подшипников, патрубков подвода и отвода воды и масла двух гидроагрегатов.

Дыхательные трубки играют важную роль в работе оборудования. При монтаже, пусконаладке и эксплуатации необходимо обращать внимание на их установку и состояние.

2. Во время пусконаладки при подаче возбуждения на ротор зонтичного гидрогенератора гидроагрегат был аварийно остановлен действием электрических защит. Сигнал на аварийную остановку поступил от трансформатора тока, состоящего из двух полуколец и установленного под верхней крестовиной гидрогенератора вокруг вала-надставки в качестве средства для своевременного обнаружения подшипниковых токов. Как показала проверка, один из баббитовых сегментов верхнего направляющего генераторного подшипника оказался заземленным через термометрический сигнализатор (баллончик которого касался стенок цилиндрической проточки внутри сегмента).

В современных конструкциях подшипников и подпятников гидрогенераторов заводы-изготовители продолжают предусматривать электрическую изоляцию (на тыльной стороне зеркального диска подпятника, а также сегментов направляющих подшипников), предотвращающую протекание подшипниковых токов через поверхности скольжения.

ЭДС таких токов наводится на всех валах гидрогенераторов без исключений. Заводы-изготовители гидротурбин также предусматривают защиту направляющих подшипников от подшипниковых токов, электрически изолируя баббитовые сегменты.

Однако при использовании ЭМП-сегментов (с тефлоновым покрытием) в генераторных подшипниках и подпятниках, что создает двойную электрическую изоляцию, а также при отсутствии маслоприемников поворотных лопастных гидротурбин необходимость установки трансформатора подшипниковых токов на валу гидроагрегата должна быть обоснована.

При разработке тендерной документации на строительство или реконструкцию ГЭС заказчику необходимо обратить внимание на возможность и необходимость установки трансформатора тока в качестве средства своевременного обнаружения подшипниковых токов. В частности, при применении ЭМП (тефлоновых)-сегментов в подпятниках и направляющих подшипниках гидрогенераторов и отсутствии маслоприемников поворотных лопастных гидротурбин необходимость установки трансформатора обнаружения подшипниковых токов должна быть обоснована.

3. Во время останова гидроагрегата произошел срез пальца лопатки направляющего аппарата. После осушения проточной части под и над многими лопатками направляющего аппарата были обнаружены пластиковые волокна от сетки, которой строители покрывали свод туннеля перед покрытием цементным раствором. Проверка показала, что до первоначального затопления напорного водовода осмотр 18-километрового туннеля производился на автомобиле, при этом дно туннеля невозможно было осмотреть из-за стекающей воды. В процессе дальнейшей эксплуатации в течение четырех месяцев произошли еще два среза пальцев направляющего аппарата на одном и два среза на другом гидроагрегате при пуске или останове. После осушения проточной части обнаружилось бытовые пластиковые пакеты и волокна (длиной 50 мм и толщиной 1 мм) строительного материала практически во всех торцевых зазорах на лопатках, на цапфах и втулках лопаток.

Для исключения подобных ситуаций заказчику необходимо указывать в тендерной документации на строительные работы ответственность генерального подрядчика за чистоту напорного водовода, водоприемника и примыкающей территории перед первоначальным заполнением водой водоподводящих устройств.

Эксплуатация и ремонт оборудования

1. При выполнении дополнительных испытаний системы возбуждения генератора произошло непонятное явление. Дежурный оператор станции посредством АСУ ТП с пульта управления не смог повторно поднять мощность до 48 МВт при неизменном напоре. Увеличение мощности происходило только до 45 МВт. Перевели управление регулятором скорости турбины “на ручное”. Направляющий аппарат не открывался больше чем на 71 %. Попытались перевести гидроагрегат на холостой ход. Мощность снизилась до 4 МВт и далее снижалась очень медленно. Было принято решение остановить испытания.

На остановленном гидроагрегате с закрытым дисковым затвором в ручном режиме открыли направляющий аппарат. Он открылся на 70 % и остановился. Ход сервомотора составил 210 мм при проектном 265 мм. Когда была подана команда на закрытие, направляющий аппарат дошел до 24 % и остановился. Послышался удар, и затем направляющий аппарат продолжил очень медленное закрытие до конца. Приняли решение осушить проточную часть для осмотра и проверки: не попало ли что-то в направляющий аппарат, хотя не был срезан ни один срезной палец. Произвели осмотр спиральной камеры и направляющего аппарата. Ничего не обнаружили. Также были осмотрены поверхности скольжения, по которым движется регулирующее кольцо, и не обнаружили никаких повреждений. Решили опробовать работу сервомоторов направляющего аппарата, отсоединив их от регулирующего кольца. Сервомотор, к которому присоединена обратная связь, имел ход всего 130 мм, причем поршень не доходил до конца в обе стороны примерно на 60 – 70 мм. Второй сервомотор двигался, как и положено, на 265 мм. Конструкторы завода-изготовителя гидротурбины на основе описания проблемы, сообщили, что вероятнее всего произошел проворот поршня сервомотора. В этом случае он перекрывает трубы подвода масла в полости. Причиной разворота поршня может быть либо талрепное соединение сервомотора с регулирующим кольцом направляющего аппарата, либо отсутствие призматической шпонки в соединении тяга-поршень. Проверка показала, что был незначительный зазор в талрепном соединении между регулирующей и контргайкой со стороны сервомотора. Зазор исчез после проворота монтажным ключом штока сервомотора вместе с контргайкой на незначительный угол. Работа сервомотора нормализовалась. Ход штока сервомотора составил проектную величину 265 мм. Как оказалось, при монтаже недостаточно плотно была затянута контргайка талрепного соединения (сервомотор — регулирующее кольцо),

на которую был установлен контртящий сухарик, который, в свою очередь также имел зазор относительно контргайки. Для исключения повторения подобной ситуации в эксплуатации на каждом талрепном соединении двух гидроагрегатов станции регулирующая гайка и установленные с двух сторон контргайки после окончания пусконаладочных работ были соединены металлическими пластинами, прихваченными электросваркой.

Крепеж элементов кинематики направляющего аппарата гидротурбины от регулирующего кольца до лопаток направляющего аппарата после окончания пуско-наладочных работ должен быть закончен.

2. На ГЭС, находившейся в эксплуатации семнадцать лет, неожиданно произошло затопление здания ГЭС на отметке турбинного помещения на высоту около 0,4 м. Эксплуатационный персонал при обнаружении аварии закрыл дисковый затвор верхнего бьефа, однако из-за большого напора не мог прекратить расход воды из трещины байпаса шарового затвора до полного осушения напорного водовода. Проверка показала, что произошел кольцевой разрыв стенки юбочного фланца, приваренного к трубе байпаса, но не по сварному шву, а рядом, со стороны юбочного фланца. Толщина стенки приварной юбки фланца имела недопустимую для данного напора и диаметра байпаса величину 4,9 мм, в то время как толщина стенки трубы байпаса составляла проектную величину 11,6 мм. После замены юбочного фланца эксплуатация гидроагрегата была восстановлена. Проверка эксплуатационной документации показала, что появление данного дефекта относится к периоду выполнения монтажных работ во время строительства ГЭС. Однако в архиве ГЭС не удалось обнаружить акт о гидравлическом испытании байпаса дискового затвора.

В процессе выполнения строительно-монтажных работ гидравлические испытания трубопроводов должны контролироваться инженерно-техническими службами монтажной организации, шеф-инженерами заводов-поставщиков, соответствующими службами генерального подрядчика и заказчика. *Необходимо организовать хранение актов о гидравлическом испытании технологических трубопроводов на ГЭС.*

Реконструкция оборудования

В соответствии с требованиями конкурсной документации на реконструкцию гидротурбин направляющий подшипник гидротурбины должен быть кольцевого типа на водяной смазке. Сегменты подшипника должны быть покрыты резиной или другим, согласованным с заказчиком, антифрикционным материалом, обеспечивающим надежную и долговечную работу узла. Подвод воды для смазки вкладыша должен быть запроектирован от спиральной камеры, а также должен иметь резервную магистраль от коллектора системы технического водоснабжения ГЭС. На трубопроводе подачи воды к турбинному подшипнику должны быть предусмотрены приборы контроля давления и расхода с обеспечением предупредительного сигнала и аварийного останова гидроагрегата. Завод-изготовитель гидротурбины в техническом задании к генеральному проектировщику реконструкции предложил предусмотреть подачу чистой воды к подшипнику гидротурбины в количестве 6 л/с под давлением 0,1 МПа с содержанием взвешенных частиц размером не более 0,1 мм в количестве не более 10 г/м³. Генеральный проектировщик в соответствии с техническим заданием завода-изготовителя гидротурбины включил в объем проектно-изыскательских работ разработку рабочей документации системы подачи чистой воды к подшипнику гидротурбины, включая водозаборные устройства, технологические трубопроводы, систему подготовки (очистки), устройства и аппаратуру контроля, сигнализации и защиты, с содержанием взвешенных частиц размером не более 0,1 мм. Однако во время совместного совещания специалистов завода-изготовителя оборудования и Заказчика непосредственно на ГЭС, выяснилось, что многолетний опыт эксплуатации турбинных подшипников на водяной смазке показывает, что из-за наличия в реке дрейсены очистку воды с верхнего бьефа и из спиральной камеры необходимо производить через фильтр из нержавеющей металла с диаметром отверстий не менее 4 мм. Попытки использовать фильтры с диаметром отверстий менее 4 мм приводили к многократным аварийным остановкам.

При разработке проекта реконструкции основного, вспомогательного оборудования и строительной части ГЭС необходимо учитывать имеющийся опыт эксплуатации, который должен быть отражен заказчиком в конкурсной документации.

Модернизация энергокавитационных стендов лаборатории гидромашин ИПМаш НАН Украины

Веремеенко И. С., доктор техн. наук, Гладышев С. В.,
начальник отдела (ООО “Харьковтурбоинжиниринг”),
Дедков В. Н., кандидат техн. наук, Агибалов Е. С.,
Шелудяков Л. О., научные сотрудники (Институт проблем
машиностроения им. А. Н. Подгорного НАН Украины)

Рассказывается о модернизации энергокавитационных стендов ИПМаш НАН Украины, проведенный ООО “Харьковтурбоинжиниринг” совместно с лабораторией гидромашин ИПМаш НАН Украины.

Ключевые слова: модернизация, энергокавитационные стенды, лаборатория гидромашин ИПМаш НАН Украины, установка для градуировки расходомеров УГ-1, измерительно-вычислительный комплекс стендов.

Наличие экспериментальных энергокавитационных стендов, оборудованных современной измерительной аппаратурой, является необходимым условием для создания новых высокоэффективных проточных частей гидромашин и успешного выполнения контрактов на поставку гидротурбинного оборудования различных типов. Ведущие в области гидротурбостроения мировые фирмы, такие как “Alstom” (Франция), “Andritz VA TECH HYDRO” (Австрия), ОАО “ЛМЗ” (Россия), ОАО “Турбоатом” (Украина) и ряд других, занимающиеся разработкой проточных частей гидромашин, имеют в своем распоряжении хорошо оснащенные экспериментальные стенды, которые периодически совершенствуются. Модернизации подвергаются гидросистема стендов; энергосиловое оборудование; система управления и поддержания стабильности режима испытаний; первичные датчики, преобразующие физические величины (напор, расход, момент на валу гидромашин, частоту вращения и т.п.) в электрические сигналы; измерительно-вычислительный комплекс стенда. Лаборатория гидромашин ИПМаш НАН Украины располагает двумя универсальными энергокавитационными стендами [1, 2], уникальность которых в Национальной Академии наук Украины подтверждается присвоением им статуса “национального достояния”.

Характеристика экспериментальных стендов лаборатории гидромашин ИПМаш НАН Украины. Энергокавитационные стенды лаборатории гидромашин ИПМаш НАН Украины [1], введенные в эксплуатацию в 1987 г., являлись для своего времени определенным достижением, так как позволяли проводить селективные экспериментальные научно-исследовательские работы по изучению рабочего процесса не только по вертикальным радиально-осевым и поворотным-лопастным гидротурбинам, но и по обратимым гидромашинам различного типа, а также по насосам с получением комплексных энергокавитационных характеристик испытываемых моделей гидромашин.

В состав лаборатории гидромашин входят два замкнутых гидродинамических стенда — ЭКС-30 (для РО гидромашин) и ЭКС-15 (для ПЛ гидромашин), которые являются универсальными установками, обеспечивающими проведение комплексных экспериментальных исследований при создании проточных частей гидромашин. Гидросистема двух стендов выполнена общей и располагается на трёх этажах стендового корпуса ИПМаш НАН Украины. Это позволяет на каждом из стендов использовать оба циркуляционных насоса, которые могут быть включены как последовательно, так и параллельно для обеспечения требуемых испытательных параметров. В подвальном помещении расположено все силовое гидромеханическое и электротехническое оборудование. Расходомерные устройства установлены на вертикальных участках трубопроводов на уровне первого этажа. На втором этаже располагаются модельные блоки с мотор-генераторами постоянного тока, напорные баки, баки нижнего бьефа, пульта управления и измерительно-вычислительный комплекс. Схема энергокавитационного стенда ЭКС-15 показана на рис. 1. Основные технические параметры гидродинамических стендов ИПМаш НАН Украины до модернизации и после (в скобках) приведены в табл. 1.

Международный стандарт “МЭК 60193” издания 1999 г. [2], заменивший ранее действующий стандарт “МЭК 193” издания 1965 г. [3], выдвинул более жесткие требования к точности определения КПД модели и, соответственно, к первичным датчикам и погрешностям измеряемых основных параметров испытываемых модельных гидромашин, а также к обеспечению возможности калибровки на рабочем месте непосредственно на стенде основных устройств по измерению напора, расхода, частоты вращения и крутящего момента на роторе и др. Стенды лаборатории гидромашин ИПМаш, разработанные 20 лет назад, не отвечали этим новым нормам МЭК, касающимся условий проведения

модельных приемо-сдаточных испытаний гидромашин, в том числе:

по величине безразмерного критерия гидродинамического подобия (числа Рейнольдса) при испытаниях ($Re \geq 4 \cdot 10^6$). Предыдущие нормы допускали при испытаниях модельных турбин радиально-осевого типа $Re \geq 2,5 \cdot 10^6$, а поворотного типа — $Re \geq 2 \cdot 10^6$;

по классу точности применяемой измерительной-вычислительной аппаратуры для определения основных параметров испытуемых модельных турбин с обеспечением суммарной погрешности по КПД, соответствующей достигнутой на стендах ведущих в области гидротурбостроения мировых фирм не более $\pm 0,25\%$;

по возможности калибровки непосредственно на рабочем месте штатных измерительных устройств для замера не только частоты вращения модельной установки, крутящего момента на валу, напора нетто, но и, что особенно важно, расхода, погрешность измерения которого в наибольшей степени (до 80 %) влияет на суммарную погрешность определения КПД;

по обеспечению необходимой стабильности поддержания системой автоматического регулирования и управления заданных режимов эксплуатации (частоты вращения) приводных двигателей циркуляционных насосов стендов и работы модельной турбины во всем диапазоне испытаний;

по обеспечению полного геометрического подобия (в пределах допусков “МЭК 60193”) проточной части модельной турбины выбранному прототипу, что требует исключения какого-либо искажения в процессе испытаний проточного тракта модели за счет влияния деформаций со стороны сопрягаемых с блоком деталей стенда и др.

Проект энергетического силового оборудования, системы автоматического регулирования и управления (САРУ) стендами был разработан институтом “Тяжпромэлектропроект” (г. Харьков) в 1982 г. и основывался на требованиях стандарта “МЭК 193” [3], а также на соответствующей технической измерительно-вычислительной базе, приме-

няемой в тот период для определения основных параметров испытуемых модельных гидромашин, далекой от совершенства по нынешним меркам. На стендах отсутствовала система калибровки расходомерных устройств, что делало невозможным проведение приемо-сдаточных модельных испытаний в соответствии с требованиями нового стандарта “МЭК 60193” [2]; установленные на стендах главные циркуляционные насосы, а также система автоматического регулирования и управления не обеспечивали достижения необходимого напора при испытаниях и, соответственно, соблюдения подобия по числу Рейнольдса.

В соответствии с проведенной оценкой существующего технического состояния стендового оборудования лаборатории гидромашин ИПМаш, с учетом отсутствия системы калибровки расходомерных устройств, неподготовленности строительной части существующих фундаментов подвального помещения стендового корпуса для размещений баков емкостью около 100 м^3 с оборудованием калибровки, негодности аппаратуры САРУ, ООО “Харьковтурбоинжиниринг” (ХТИ) на основании договора о научно-техническом сотрудничестве с ИПМаш НАН Украины разработало программу реабилитации лаборатории гидромашин, рассчитанную на два этапа.

На первом этапе (2003 – 2004 гг.) на стендах была проведена глубокая модернизация существующей системы САРУ, направленная на совершенствование подсистемы возбуждения и регулирования приводных двигателей циркуляционных насосных установок, а также подсистемы автоматического управления и регулирования с целью более стабильного поддержания заданных режимов испытаний. Разработанные схемы были реализованы путем практически полной замены морально устаревшей и пришедшей в негодность аппаратуры САРУ на современную, повышенной точности и надежности. Это позволило существенно улучшить стабильность поддержания режимов работы насосных агрегатов и испытуемой модели, расширить испытательные параметры стендов как по напорам, так и по расходам при тех же диаметрах модели.

Т а б л и ц а 1

Параметры гидродинамических стендов ИПМаш НАН Украины

Маркировка стендов	Диаметр рабочего колеса модели, мм	Напор, м	Расход, $\text{м}^3/\text{с}$	Мощность приводных двигателей постоянного тока циркуляционных насосов, кВт	Мощность балансирующего мотор-генератора, кВт
ЭКС-30 (для испытаний моделей РО гидромашин)	350 – 400	≤ 25 (≤ 30)	$\leq 0,3$ ($\leq 0,5$)	≤ 160	≤ 180
ЭКС-15 (для испытаний моделей ПЛ гидромашин)	350 – 380	≤ 12 (≤ 15)	$\leq 0,56$ ($\leq 0,70$)	≤ 160	≤ 200

На втором этапе (2005 – 2007 гг.) под руководством главного конструктора доктора техн. наук И. С. Веремеенко был выполнен комплексный рабочий проект модернизации стенов, который включал: разработку системы калибровки расходомерных устройств весовым способом с размещением ее внутри лабораторного корпуса в подвальном помещении на самостоятельном фундаменте, изолированном от основного фундамента здания лаборатории; новый измерительно-вычислительный комплекс с аппаратурой более высокого класса точности и надежности; модельный блок для средне-

напорных поворотных-лопастных турбин типа ПЛ30 и ПЛ40 с несколькими образцами рабочих колес и их камер; замену одного из циркуляционных насосов для расширения возможности по расходам при калибровке расходомеров и др. На основании выполненного проекта были размещены заказы на изготовление нестандартного оборудования, модельного блока, на закупку средств измерения основных параметров испытываемых моделей и др., что позволило, с участием ведущих специалистов лаборатории гидромашин ИПМаш, в 2007 г. и I квартале 2008 г. осуществить комплексную модер-

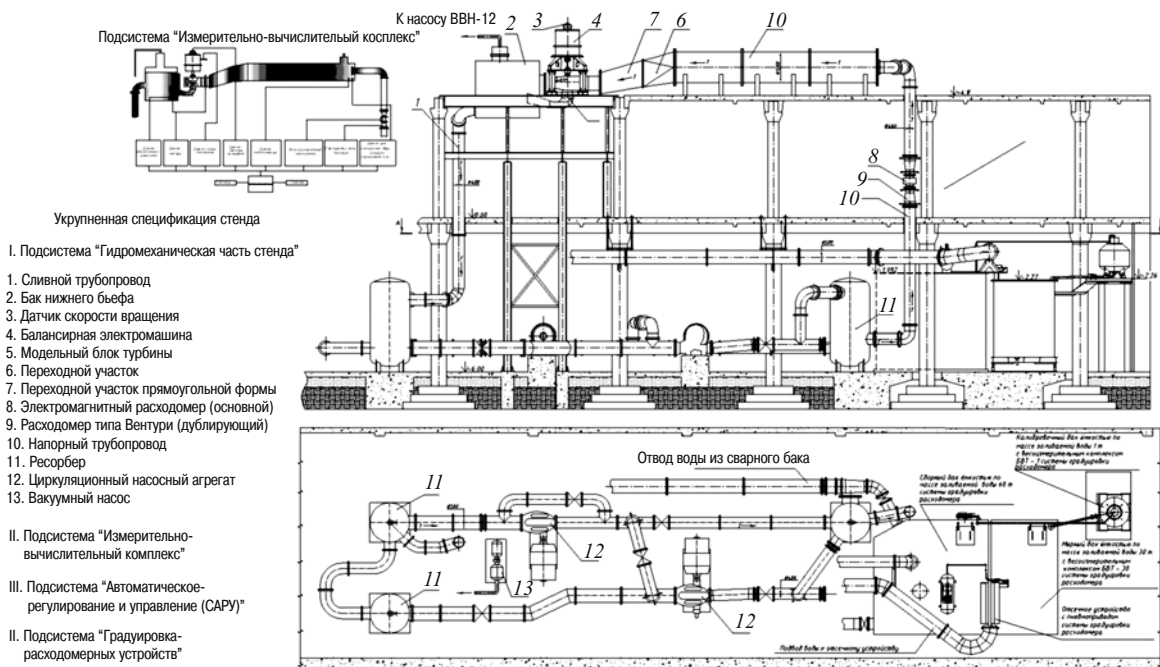


Рис. 1. Схема энергокавитационного стенда ЭКС-15

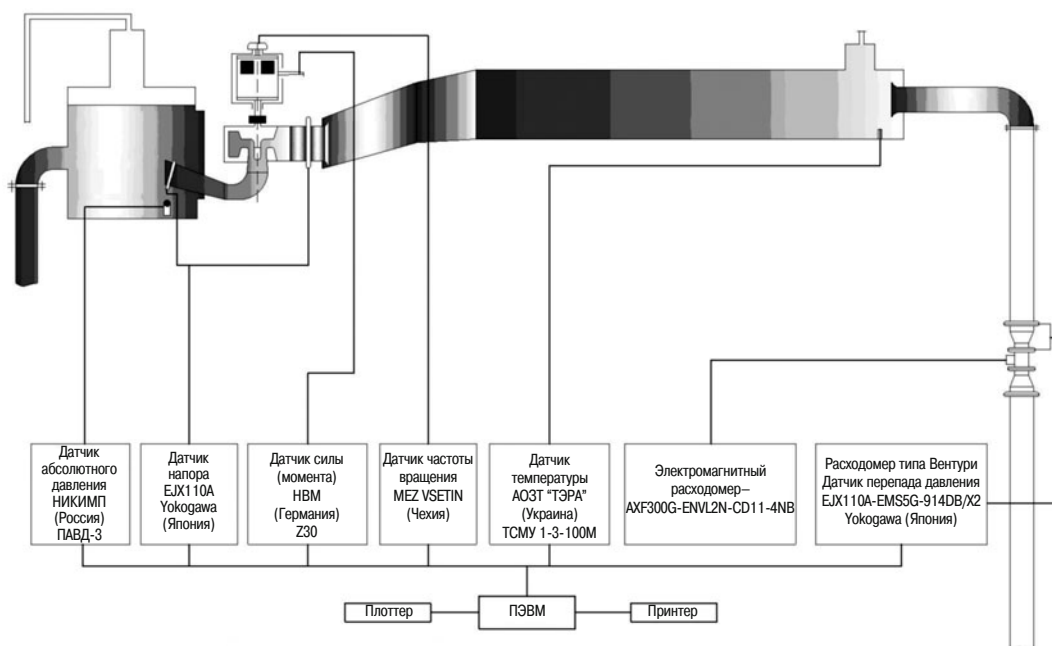


Рис. 2. Схема подключения датчиков стенда ЭКС-15

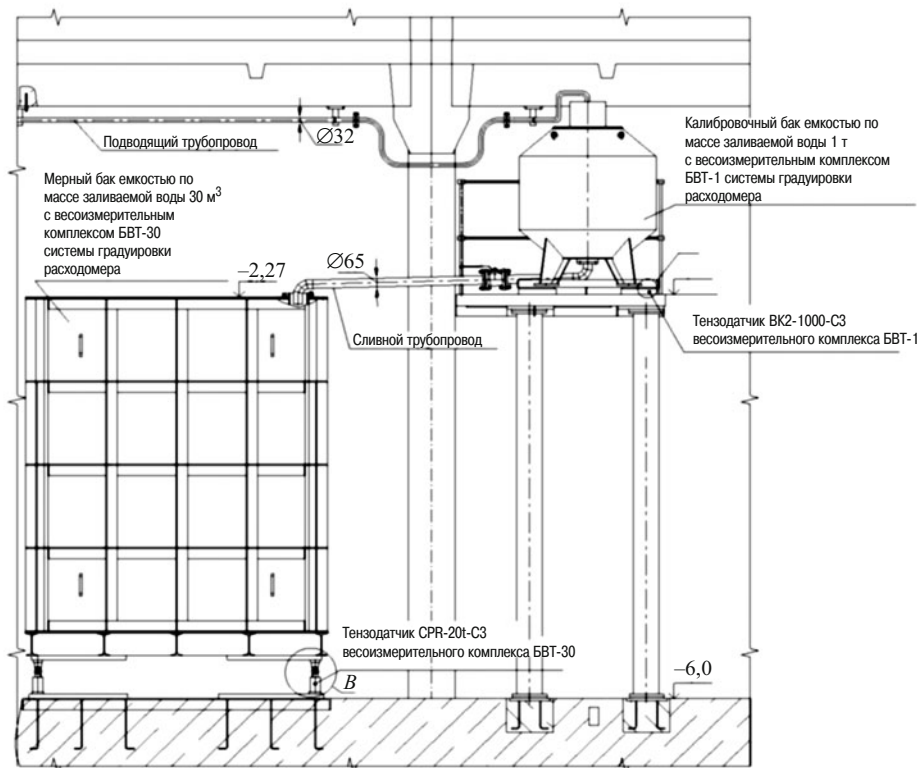


Рис. 3. Схема установки калибровочного и мерного баков весоизмерительных систем БВТ-1-0,1 и БВТ-30-5,0

низацию стендов гидромашин ИПМаш и успешно провести на стенде ЭКС-15 модельные приемо-сдаточные испытания для одного из зарубежных заказов в соответствии с техническими требованиями и стандартом “МЭК 60193”. На рис. 2 приведена схема подключения к стенду ЭКС-15 первичных датчиков для измерения напора, расхода, крутящего момента, частоты вращения, абсолютного давления, воздухо содержания, температуры воды.

Применение датчиков дифференциального давления для измерения напора с погрешностью 0,04 % фирм “ABB” (Германия) и “Yokogawa” (Япония), тензодатчиков для измерения крутящего момента с погрешностью 0,02 % фирмы “НВМ” (Германия), электромагнитного расходомера с относительной погрешностью 0,2 % фирмы “Yokogawa”, позволило измерять такие параметры, как напор, расход, крутящий момент, с погрешностями, которые могут обеспечить среднеквадратичную суммарную погрешность определения КПД $\pm (0,23...0,25) \%$, что соответствует уровню, достигнутому лучшими отечественными и зарубежными лабораториями.

В табл. 2 приведены достигнутые значения погрешности определения основных параметров на стенде ЭКС-15 при испытании модельных турбин поворотного-лопастного типа до модернизации и после модернизации лаборатории.

Достигнутые значения систематических погрешностей измерения основных параметров, при-

веденные в табл. 2, получены на основании проведенных градуировок средств измерения и подтверждены соответствующими свидетельствами и аттестатами, выданными Харьковским региональным центром государственного предприятия “Госстандартметрология”.

Установка для градуировки расходомеров. Наиболее точное на сегодняшний день определение массового и объемного расхода воды, протекающего по трубопроводу, позволяет получить метод статического взвешивания, который успешно используется в ряде стран при создании национальных эталонов расхода воды и рекомендован “МЭК 60193” [2]. Этот метод применен при создании установки для градуировки расходомеров стендов УГ-1. Главной особенностью разработанной установки является максимальное использование основного гидромеханического и электротехнического оборудования стендов ИПМаш НАН Украины и гидросистемы стендов, к которым установка присоединяется при проведении градуировки расходомеров. Установка размещена в подвальном помещении стендового корпуса ИПМаш. Установка состоит из следующих основных частей:

- сборной емкости объемом 65 м^3 , установленной на фундаменте;

- мерного бака объемом 30 м^3 , установленного на весах БВТ-30/5,0;

- калибровочного бака объемом 1 м^3 , установленного на весах БВТ-1/0,1;

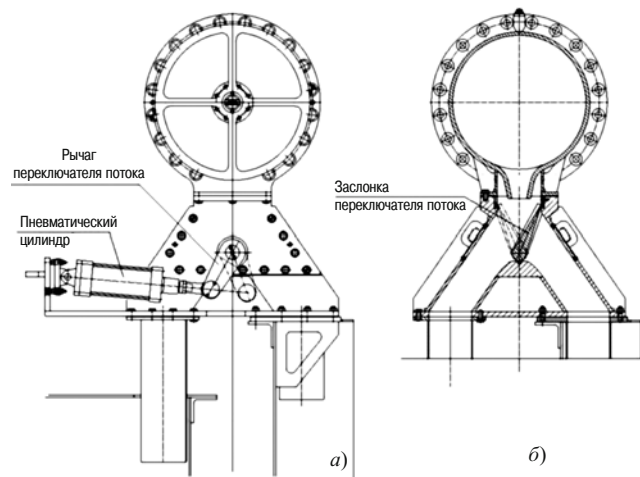


Рис. 4. Схема пневматического привода переключателя потока (а) и заслонки переключателя потока (б)

переключателя потока с пневмоприводом;
компрессорной установки РМ 3128;
трубопроводов и арматуры;
электрической части с приборами и шкафом управления;

компьютера для измерения параметров, обработки, управления и отображения информации;

вспомогательного оборудования (циркуляционные насосы Д2000 – 21, откачивающие насосы NM 5012/DE, NM 40/12CE, NM 32/12SE и задвижки).

Основными узлами созданной установки, принципиально определяющими ее метрологические характеристики, являются весоизмерительное устройство и переключатель потока. На рис. 3 показана схема установки калибровочного и мерного баков весоизмерительных систем БВТ-1-0,1 и БВТ-30-5,0. Калибровочный бак весоизмерительного устройства БВТ-1-0,1 установлен на четырех тензорезисторных датчиках массы типа ВК-2-1000-С3 фирмы "Flintec" (Германия). Мер-

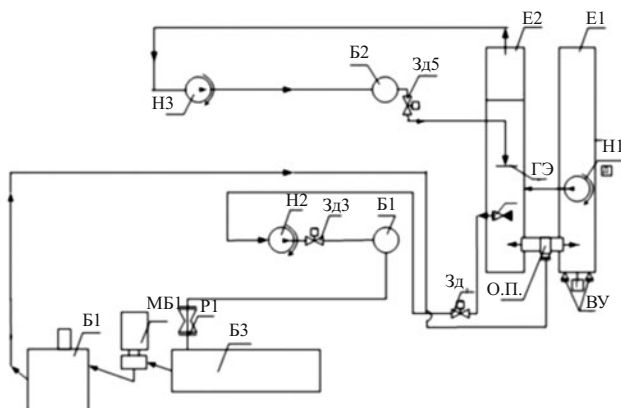


Рис. 5. Схема подключения установки для градуировки расходомеров к стенду ЭКС-15

ный бак установлен на четырех тензорезисторных датчиках массы типа CPR 20t-С3 фирмы "Bilanciai" (Италия) с узлами встройки. Сигнал с датчиков передается на цифровой терминал D-400 фирмы "Bilanciai" и далее в компьютер установки.

Для переключения потока воды из сборного бака в мерный служит переключатель потока с пневматическим приводом (рис. 4). Основным требованием, предъявляемым к этому устройству, является симметричность его движения и быстродействие.

Принципиальная схема подключения установки УГ-1 к стенду ЭКС-15 приведена на рис. 5. Вода из успокоительного отсека сборного бака E2 по трубопроводу закачивается циркуляционным насосом стенда Н2 в гидросистему гидродинамического стенда и через демпфирующий бак Б1 проходит через градуируемый расходомер P1, далее через напорный бак Б3, модельный блок МБ1, бак нижнего бьефа Б1 по трубопроводу поступает в переключатель потока О. П., который направляет воду в сборный бак E2. В сборном баке вода при помощи циркуляционного насоса Б2 перекачивается из прием-

Т а б л и ц а 2

Сравнение погрешностей измерения параметров модельных гидротурбин

Погрешность определяемых параметров	Погрешности измерения, %			
	рекомендации МЭК, 1965 г.	техническое состояние, 2003 г.	рекомендации МЭК, 1999 г.	достигнутые значения, 2008 г.
Систематическая погрешность измерения частоты вращения	± 0,1	± 0,03	± 0,075	± 0,03
Систематическая погрешность измерения напора	± 0,15	± 0,15	± 0,1	± 0,1
Систематическая погрешность измерения крутящего момента	± 0,2	± 0,13	± 0,1	± 0,1
Систематическая погрешность измерения расхода	± 0,3	± 0,304	± 0,2	± 0,2
Систематическая погрешность измерения КПД	± 0,39	± 0,36	± 0,25	± 0,23
Случайная погрешность определения КПД	± 0,1	± 0,1	± 0,1	± 0,1
Общая погрешность определения КПД	± 0,4	± 0,38	± 0,27	± 0,25

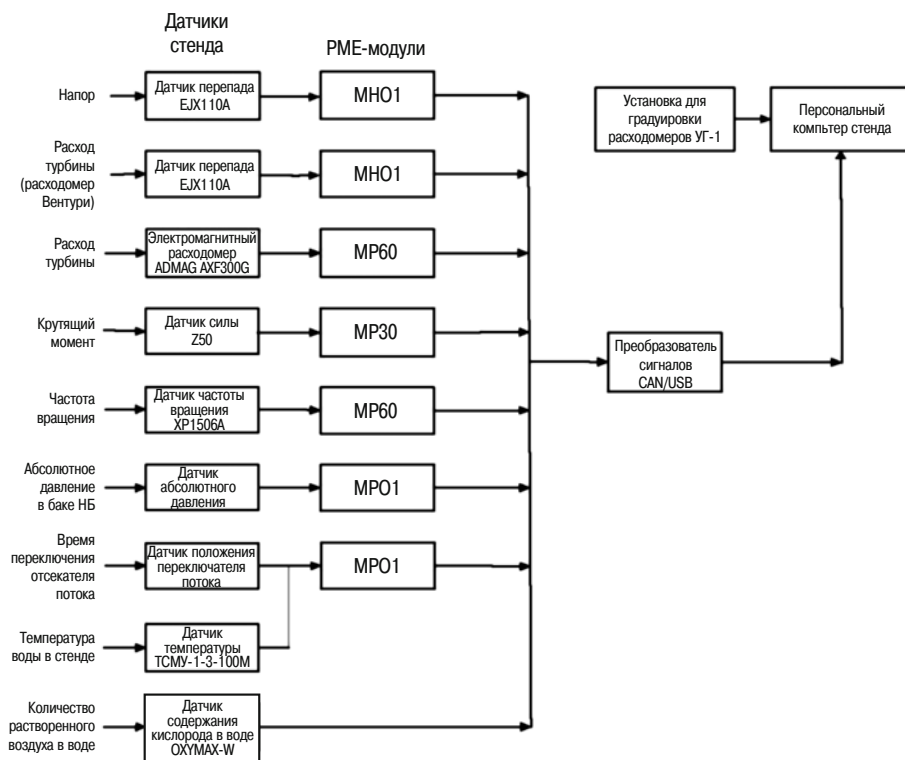


Рис. 6. Структурная схема измерительно-вычислительного комплекса стенда

ного отсека в успокоительный отсек, обеспечивая тем самым постоянный уровень воды на входе в насос Н2. Значения заданных расходов поочередно устанавливаются за счет регулирования режима работы приводов циркуляционного насоса и балансирующего динамометра.

Проведенная метрологическая аттестация установки для градуировки расходомеров УГ-1, подтвержденная свидетельством, выданным Харьковским региональным центром ГП «Госстандартметрология», показала, что метрологические характеристики установки соответствуют требованиям рабочего эталона 1-го разряда, так как допустимая относительная ошибка при измерении объема воды и среднего объемного расхода на протяжении времени заполнения мерного бака составляет $\pm 0,062\%$.

Модернизация измерительно-вычислительного комплекса стендов. В настоящее время из-за морального и физического устаревания компонентов предыдущего измерительно-вычислительного комплекса, описанного в [1], проведена модернизация с использованием современных персональных ЭВМ офисного исполнения и PME-модулей для обработки и преобразования сигналов первичных датчиков стенда, а также с разработкой соответствующего прикладного программного обеспечения (ПО) комплекса. При разработке данного комплекса, структурная схема которого приведена на рис. 6, использованы рекомендации «МЭК 60193». Основную задачу управления комплексом выполняет пер-

сональный компьютер, на базе которого создана система автоматизированного сбора и обработки информации при испытаниях моделей гидромашин, а прикладное ПО позволяет реализовать следующие функции: генерацию базы данных датчиков стенда;

получение градуировочных характеристик первичных датчиков стенда;

коррекцию нулевых значений первичных датчиков;

осреднение полученных значений и преобразование их в физические величины для получения протокола испытаний и построения характеристик;

градуировку расходомерных устройств стендов;

построение энергетических и кавитационных характеристик;

хранение полученных экспе-

риментальных данных.

Выполненная комплексная модернизация стендов гидромашин ИПМаш НАН Украины позволила в 2008 г. провести на стенде поворотно-лопастных гидротурбин ЭКС-15 прямо-сдаточные модельные испытания для одного из зарубежных заказов, обеспечив все требования контракта и условия, предусмотренные стандартом «МЭК 60193» [2].

Выводы

После проведения большого объема работ по форсированию параметров стендов, созданию установки для градуировки расходомеров и разработке современного измерительно-вычислительного комплекса гидродинамические стенды ИПМаш НАН Украины соответствуют требованиям «МЭК 60193», что позволяет использовать их для проведения исследовательских комплексных энергокавитационных и прямо-сдаточных испытаний моделей гидромашин.

Список литературы

1. Веремеенко И. С., Дедков В. Н., Агибалов Е. С., Мосцеевко Ю. Б. Совершенствование гидродинамических стендов лаборатории гидромашин ИПМаш НАН Украины // Проблемы машиностроения. 2006. № 1. С. 24 – 31.
2. МЭК 60193. Модельные прямо-сдаточные испытания гидравлических турбин насосов, гидроаккумулирующих станций и насос-турбин. 1999.
3. Рекомендация МЭК. Первое дополнение к публикации № 193 [1965 г]. 1974.

Расчетные исследования сейсмостойкости опорного основания нефтегазовой платформы

Глаговский В. Б., доктор техн. наук, Кассирова Н. А., кандидат техн. наук,
Турчина О. А., инженер, Финагенов О. М., доктор техн. наук,
Цирухин Н. А., инженер (ОАО «ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева»)

При проектировании стационарных нефтегазовых добывающих платформ на континентальном шельфе возникает необходимость получения расчетной оценки прочности их опорного основания при сейсмических воздействиях. Этому посвящена настоящая статья. В ней рассматривается сооружение, состоящее из верхнего строения нефтегазовой платформы и его основания гравитационного типа. Между ними возможна установка сейсмоизолирующих опор. Выполненные расчеты при проектном землетрясении показали, что конструкция основания гравитационного типа способна сопротивляться сейсмическому воздействию без специальных дополнительных мероприятий. Вместе с тем при максимальном расчетном землетрясении могут возникнуть значительные напряжения в зоне основания, где колонны соединяются с верхней плитой кессона. В этом случае рассмотренная сейсмоизоляция верхней платформы становится важной.

Ключевые слова: стационарная нефтегазодобывающая платформа, железобетонное основание гравитационного типа, сейсмостойкость, метод конечных элементов, акселерограмма, проектное землетрясение, максимальное расчетное землетрясение, сейсмоизоляция.

При проектировании стационарных нефтегазодобывающих платформ на континентальном шельфе обычно возникает большое количество вопросов при оценке их сейсмостойкости в связи с уникальностью проекта, сложностью климатических условий в районе предполагаемого строительства. Положение часто осложняется различием методических подходов и даже расхождениями между расчетными положениями нормативов (как российских, так и зарубежных). Одной из задач, возникающих при проектировании опорных частей гравитационных платформ на Сахалинском шельфе, является оценка прочности конструкции опорного основания при сейсмическом воздействии.

Сооружение (рис. 1) состоит из кессона и опорных колонн, поддерживающих верхнее строение. Кессон — железобетонная конструкция прямоугольной формы с набором внутренних перегородок. Верхняя плита кессона (крыша) прорезается колоннами, опирающимися на донную плиту. В основаниях колонн № 1 и № 3 расположены резервуары для дизельного топлива и нефтяной основы буровых растворов соответственно. Колонна № 2 предназначена для трубопроводов, связывающих платформу с береговыми и будущими объектами обустройства месторождения, а колонна № 4 — для бурильных труб. Высота колонн от верхней плиты кессона порядка 40 м. В поперечном сечении колонны представляют собой неправильные кольца. Наружный диаметр колонн — от 25 до 26 м, внутренний — от 23 до 24 м. Все контактирующие железобетонные элементы опорного сооружения (ко-

лонны, верхняя и нижняя плита кессона, переборки) монолитно связаны между собой. Бетон конструкции ниже уровня воды предполагался водонепроницаемым. При расположении опорного основания на дне моря кессон и колонны заполнены водой.

В ходе исследований рассматривалось несколько вариантов конструкции опорного основания. Варианты различались толщинами колонн и усилениями верхней плиты кессона в зонах ее стыковки с опорными колоннами, размерами днища и крыши кессона, схемой расположения перегородок в кес-

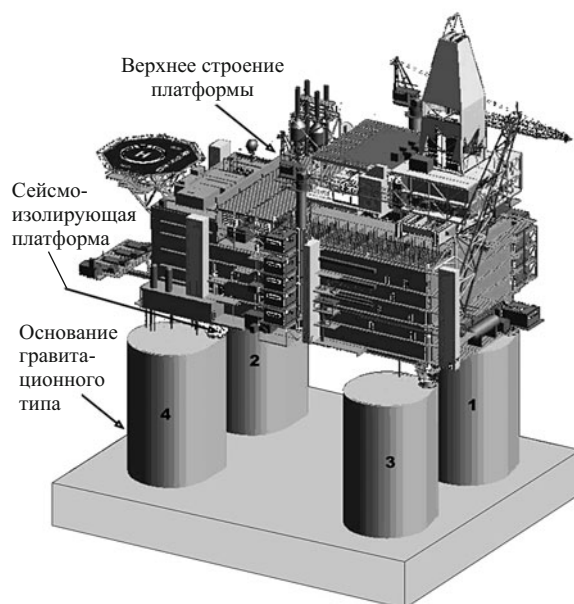


Рис. 1. Ледостойкая платформа гравитационного типа

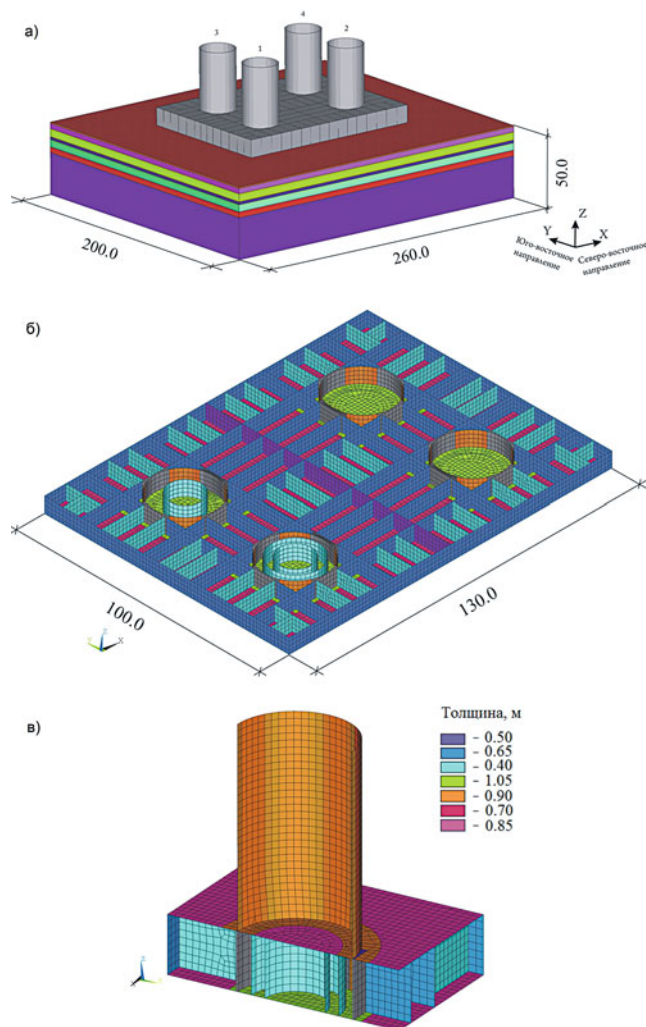


Рис. 2. Конечно-элементная модель сооружения: *а* — модель системы “сооружение — основание”; *б* — разрез модели кессона горизонтальной плоскостью; *в* — пространственный фрагмент модели колонны № 1

соне и их толщинами, варьировались деформационные и прочностные характеристики материалов конструкции и грунтового основания.

Метод исследований. Исследования проводились численным методом конечных элементов (МКЭ) на пространственных математических моделях с учетом возможного изменения ситуации на контакте грунтового массива с дном платформы (конструктивная нелинейность).

Расчеты на основное сочетание нагрузок и воздействий проводилось в статической постановке. При рассмотрении особого сочетания с сейсмическим воздействием решалась динамическая задача с применением пошагового интегрирования дифференциальных уравнений движения.

Использовались современные программные комплексы “ANSYS” [1] — для статических исследований и “LS-DYNA” [2] — для расчетов на сейсмические воздействия. Исследования проведены в соответствии с действующими нормативными документами [3 – 10].

Модель сооружения. На рис. 2 показаны пространственная расчетная модель опорного сооружения на грунтовом массиве, разрез модели кессона горизонтальной плоскостью и пространственный фрагмент модели колонны основания гравитационного типа (ОГТ). Используемые в модели конечные элементы приведены в табл. 1.

Конечно-элементная модель ОГТ включала 188377 узлов и 217713 элементов, из них типа “solid” – 148132, “shell” – 37376, “mass” – 32205.

При моделировании взаимодействия между грунтовым массивом и нижней плитой ОГТ для динамических расчетов в LS-DYNA на сейсмическое воздействие использовались контактные алгоритмы CONTACT TIED SURFACE TO SURFACE и CONTACT SURFACE TO SURFACE.

Т а б л и ц а 1

Конечные элементы, использованные в модели ОГТ

Тип элемента	Описание элемента	Число узлов в элементе
SOLID45 (ANSYS)	Трехмерный конструктивный сплошной элемент	8
SHELL181 (ANSYS)	Трехмерный конструктивный оболочечный элемент	4
MASS21 (ANSYS)	Точечный элемент массы	1
TARGE170 (ANSYS)	Трехмерный нелинейный контактный элемент	4
CONTA173 (ANSYS)	Трехмерный нелинейный контактный элемент	4
ELEMENT SOLID (LS-DYNA)	Трехмерный конструктивный сплошной элемент	8
ELEMENT SHELL (LS-DYNA)	Трехмерный конструктивный оболочечный элемент	4
ELEMENT MASS (LS-DYNA)	Точечный элемент массы	1

Грунтовое основание представлено массивом размерами $260 \times 200 \times 50$ м. Его боковые границы заданы из соображений оптимального расположения неотражающих границ [11], а нижняя граница — из условия отсутствия влияния наземного сооружения на ее колебательный процесс. В местах проектного расположения “юбки” ставилось условие совместности смещений днища с грунтом (общий узел), в остальной части задавался нелинейный контакт днища кессона с грунтом. Железобетон и грунтовой массив рассматривались как линейноупругие материалы.

Силы и воздействия. *Вес опорного сооружения.* Вес ОГТ (кессон и четыре колонны) в модели задавался через объем конструкции, плотность железобетона и ускорение силы тяжести. Расчетный объем модели ОГТ совпадал с проектным его объемом с точностью до 1 %. Коэффициент надежности по нагрузке принимался $\gamma_f = 0,95 \dots 1,05$ в соответствии с рекомендациями СНиП [3].

Нагрузка от верхнего строения. При расчетах на особое сочетание при сейсмическом воздействии расчетный вес верхнего строения, согласно данным проектировщика, принят $P_n = 40,4 \cdot 10^7$ Н.

Для распределения веса верхнего строения по четырем колоннам суммарная расчетная сила тяжести P_p была перенесена из центра тяжести ВСП в его геометрический центр (условная точка на равном расстоянии от колонн) с приложением дополнительного момента. Вес верхнего строения был распределен между четырьмя колоннами из решения системы уравнений равновесия при условии его передачи только вертикальными силами.

Вес верхнего строения учитывался при определении начального (статического) поля напряжений конструкции GBS. При вводе в расчет сейсмического воздействия учитывалась масса ВСП — P/g .

При расчете конструкции без маятниковых подшипников учитывалась масса ВС целиком, а при учете маятниковых опор участие массы в развитии горизонтальных инерционных сил уменьшалась на 40 %. Это консервативная величина для конструкций с криволинейными контактными поверхностями [12].

Гидростатическое давление воды. Давление воды снаружи и внутри ОГТ на вертикальные поверхности сооружения, при одинаковом их уровне, уравновешивалось и в расчетах не рассматривалось.

Давление воды на горизонтальные водонепроницаемые поверхности кессона оценивалось как разность величин давления воды снизу и давления воды сверху. Результирующая сила направлялась вверх и рассматривалась как противодействие,

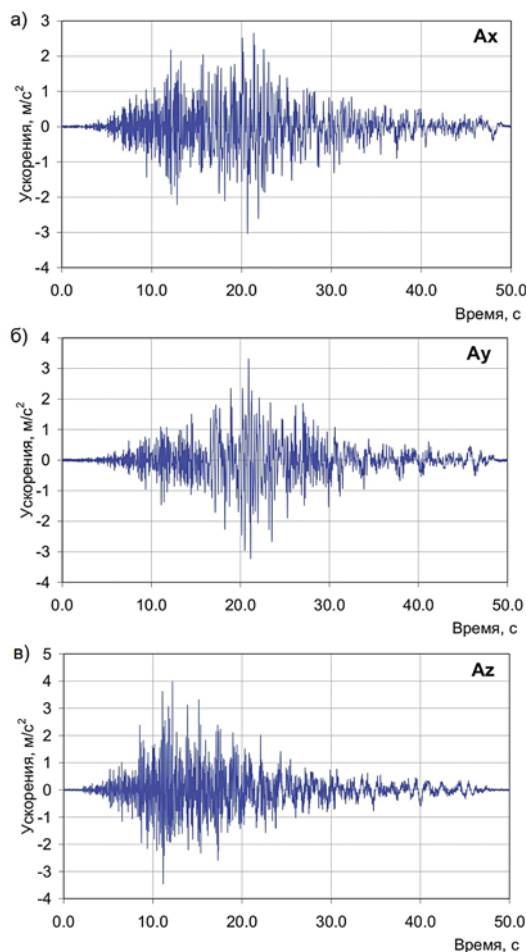


Рис. 3. Трехкомпонентная акселерограмма землетрясения Hector Mine, Desert Hot Springs, 1999 уровня МРЗ на нижней границе расчетного грунтового массива: *a* — горизонтальная компонента A_x ; *b* — горизонтальная компонента A_y ; *v* — вертикальная компонента A_z

уменьшающее давление от собственного веса сооружения.

Гидродинамическое давление воды. Гидродинамическое давление воды снаружи конструкции ОГТ при сейсмическом воздействии определялось в соответствии с рекомендациями СНиП [4] в виде присоединенной инерционной массы, распределенной по узлам конечно-элементной сетки наружной поверхности. Масса воды, заполняющей кессон и колонны, участвующая в развитии инерционных сил, согласно рекомендациям [7], распределялась по узлам конечно-элементной сетки по внутренним поверхностям конструкций.

Сейсмическое воздействие. Согласно [4, 5], нормативная сейсмичность площадки для платформы по шкале MSK-64 определена в 9 баллов. Интенсивность максимального расчетного землетрясения (МРЗ) обоснована для интенсивности повторяемостью 1 раз в 3000 лет, интенсивность проектного землетрясения (ПЗ) — повторяемостью 1 раз в 200 лет.

В данной работе к расчету были приняты трехкомпонентные наборы акселерограмм следующих землетрясений:

Loma Prieta, Fremont — Emerson Court, 1989 (NGA# 761), EQ1;

Landers, Mission Creek Fault, 1992 (NGA#880), EQ3;

Hector Mine, Desert Hot Springs, 1999 (NGA#1776), EQ5.

Акселерограммы были привязаны к поверхности в месте будущей установки платформы. Для получения расчетного воздействия, отнесенного к нижней границе расчетной области, был выполнен пересчет ускорений на глубину 50 м с учетом структуры грунтов, динамических и диссипационных характеристик. Расчет проводился по волновой теории. На рис. 3 показана трехкомпонентная акселерограмма землетрясения Hector Mine на нижней границе расчетного массива.

Предварительное напряжение. Проектное предварительное напряжение не вводилось в расчетные сочетания, оно учитывалось на этапе верификационной оценки расчетного армирования с оценкой раскрытия трещин в бетоне.

Постановка исследований. Напряженно-деформированное состояние конструкции ОГТ от его собственного веса, веса верхнего строения, гидростатического давления воды оценивалось на первом этапе расчетов и рассматривалось как начальное состояние сооружения, предшествующее восприятию временных и особых нагрузок. Расчеты проводились в статической постановке.

При рассмотрении особого сочетания с сейсмическим воздействием решалась динамическая задача с учетом уже существующего начального поля напряжений. Проводился анализ напряженно-деформированного состояния конструкции основания гравитационного типа, определялись зоны и величины максимального растяжения и сжатия за весь период землетрясения (первая группа предельных состояний). Выполнялась сравнительная оценка влияния на напряженно-деформированное состояние сооружения различных нагрузочных сочетаний. В расчетах варьировались логарифмический коэффициент затухания колебаний в конструкции, динамический модуль деформации грунта.

На первом этапе работы исследовалась работа конструкции ОГТ при отсутствии сейсмоизоляции верхнего строения от основания гравитационного типа. Модель с жесткой связью верхнего строения с колоннами опорного основания требовалась для оценки необходимости принятия мер по снижению сейсмического воздействия. На втором этапе рассматривался вариант наличия на контакте верхнего строения с ОГТ фрикционных маятниковых под-

шипников, понижающих участие верхнего строения в развитии горизонтальных инерционных сил. Сравнение результатов исследований на двух моделях было использовано для оценки эффективности внедренного в проекте способа сейсмоизоляции верхнего строения и конструкции опорного основания.

Оценка прочности конструкции ОГТ с учетом армирования и предварительных напряжений проводилась поэтапно по результатам расчетных исследований напряженно-деформированного состояния конструкции ОГТ в соответствии с российскими нормативными документами [3, 9, 10]. Коэффициент запаса прочности определялся отношением расчетного значения сопротивления материала, умноженного на площадь сжатой зоны или на расчетную площадь арматуры (с учетом коэффициента условий работы материала), к расчетному значению суммарного силового воздействия (с учетом коэффициента сочетания нагрузок). Для выполнения условия прочности коэффициент запаса должен быть не менее коэффициента надежности по ответственности сооружения, т.е. $\gamma = 1,25$ для первой группы предельных состояний и $\gamma = 1,0$ для второй группы.

Расчетные характеристики материалов конструкции и ее грунтового основания. Требования к деформационным и прочностным характеристикам бетона конструкций ОГТ принимались в соответствии с разработками, проведенными в ОАО “ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева” на базе действующей нормативной документации, предварительных оценочных расчетов, а также исходя из опыта эксплуатации сооружений, расположенных в районах с суровыми и особо суровыми климатическими условиями.

Начальный модуль упругости бетона был принят по зонам марки В60 и В75 $E_b = 39,5 \cdot 10^3 \dots 41,5 \cdot 10^3$ МПа. В сейсмических расчетах модуль упругости увеличивался в 1,3 раза в соответствии с рекомендациями [13]. При расчете начального поля напряжений с учетом коэффициента ползучести модуль упругости принимался $E_b = 19,8 \cdot 10^3 \dots 23,4 \cdot 10^3$ МПа. Коэффициент Пуассона бетона принимался равным 0,20. Расчетное сопротивление бетона сжатию было принято $R_b = 33,0 \dots 40,5$ МПа. Логарифмический декремент железобетонной конструкции принимался в диапазоне 0,12 – 0,30 в зависимости от ее напряженного состояния [6, 7].

В расчет была введена арматура класса А500С, расчетное сопротивление сжатию $R_{sc} = 435,0$ МПа (предельное состояние первой группы), модуль упругости $E_a = 2,1 \cdot 10^5$ МПа.

Статические деформационные характеристики грунтового массива, предоставленные заказчиком и

обработанные в ОАО “ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева”, приведены в табл. 2.

Динамический модуль деформации грунта варьировался с целью возможной оценки влияния ошибки в назначении его величины на результаты расчетов: $E_{дин} = 8E_{ст}$, $E_{дин} = 4E_{ст}$. Логарифмический коэффициент колебаний принят по аналогам $\delta = 0,45$ [14].

Результаты исследований. Выполненные исследования показали, что при проектном землетрясении конструкция ОГТ способна сопротивляться сейсмическому воздействию без специальных мероприятий по его снижению. В дальнейшем основное внимание уделялось работе сооружения при максимальных расчетных землетрясениях.

Исследования также показали, что при максимальном расчетном землетрясении условие прочности обеспечено в стенах кессона, в нижней плите кессона, в большей части верхней плиты кессона даже без применения сейсмической изоляции верхнего строения от конструкции основания и при минимальном коэффициенте $\delta = 0,12$ [7]. Вместе с тем значительные величины напряжений, ставящие под сомнение возможность выполнения условия прочности, наблюдались в зонах стыковки колонн с крышей кессона. Логарифмический декремент затухания был повышен до величины 0,30, соответствующей рекомендациям [6, 7].

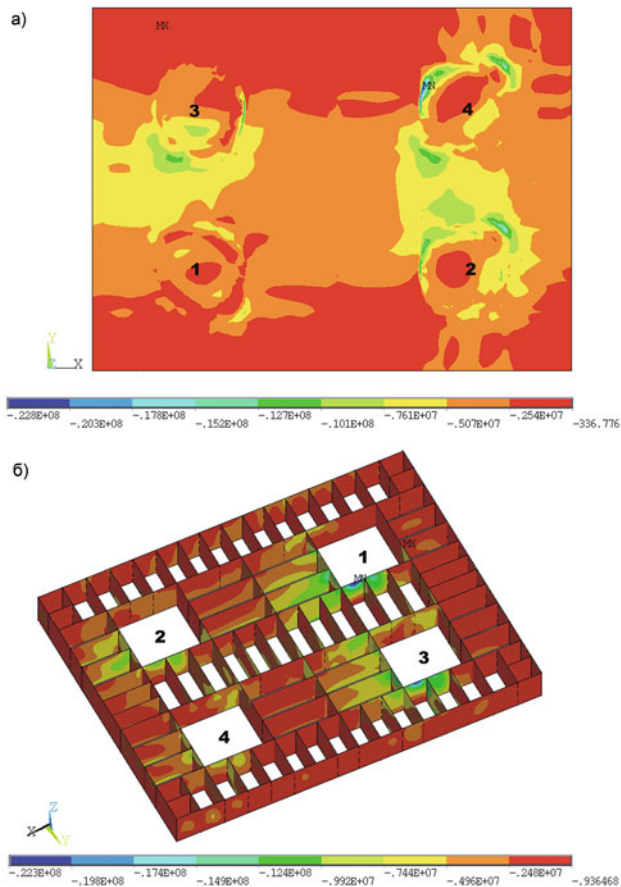


Рис. 4. Главные напряжения σ_3 при сейсмическом воздействии Hector Mine уровня МРЗ: а — верхняя плита кессона на 23,72 с; б — переборки кессона на 22,12 с

Т а б л и ц а 2

Расчетные характеристики грунтового массива

Номер ИГЭ	Описание грунта	Объемный вес, г/см ³	Коэффициент Пуассона [16]	Модуль упругости, МПа
1	Песок, средней крупности, до крупного, неоднородный, средней плотности - плотный, насыщенный водой, коричневый (0,0 – 0,8 м)	2,04	0,30	60
2	Песок от средней крупности до крупного, неоднородный, плотный, серого цвета, насыщенный водой (0,8 – 4,5 м)	2,02	0,30	80
3	Песок мелкий, неоднородный, плотный, насыщенный водой, серого цвета (4,5 – 10,0 м)	2,01	0,30	105
4	Суглинок тяжелый, пылеватый, тугопластичный до полутвердого, зеленовато-серый (10,0 – 12,0 м)	1,825	0,38	21
5	Песок зеленовато-серый, пылеватый, очень плотный, с прослоями гравийного грунта, линзами супеси. Слабый запах сероводорода (12,0 – 17,0 м)	2,03	0,30	120
6	Суглинок легкий, пылеватый, тугопластичный до полутвердого, зеленовато-серый, серый (17,0 – 21,0 м). Линзы, прослои суглинков в интервале глубин 31,0 – 110,0 м	1,89	0,37	60
7	Песок мелкий — средней крупности, неоднородный, плотный, насыщенный водой, серый (21,0 – 110,0 м)	2,015	0,30	120

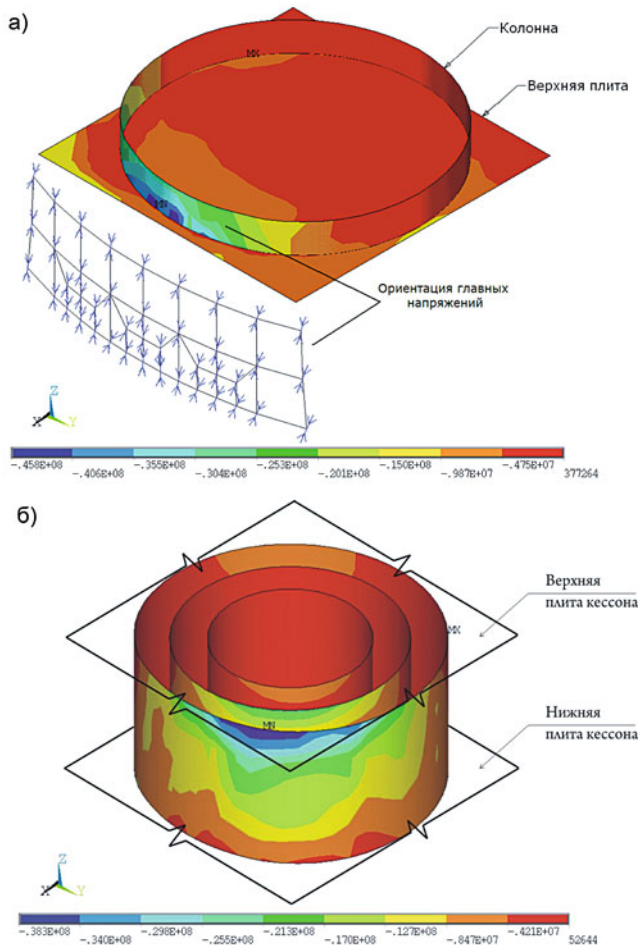


Рис. 5. Наибольшие главные напряжения σ_3 . Землетрясение Hector Mine уровня МРЗ: *a* — зона стыка колонны № 1 с верхней плитой кессона, $t = 25,76$ с; *b* — колонна и резервуары хранения внутри кессона, $t = 22,12$ с

На рис. 4 приведены поля главных сжимающих напряжений σ_3 в элементах ОГТ (в крыше кессона, во внутренних переборках) при максимальном расчетном землетрясении Hector Mine, при котором наблюдался наиболее значительный отклик соору-

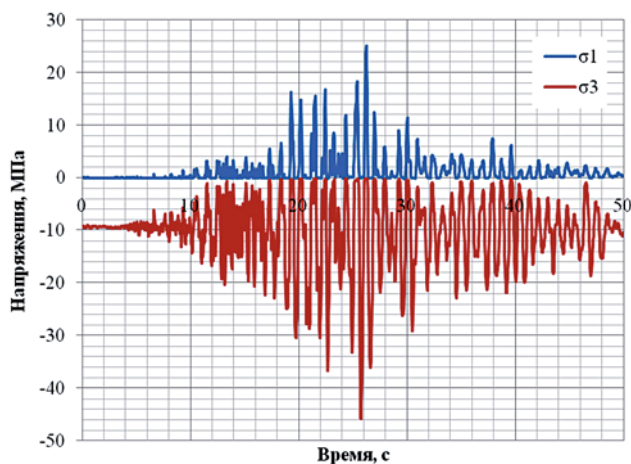


Рис. 6. Развитие во времени главных растягивающих σ_1 и сжимающих σ_3 напряжений на стыке колонны № 1 с верхней плитой кессона. Землетрясение Hector Mine уровня МРЗ

жения. Оценка результатов показала, что условие прочности здесь выполнено. На рис. 5, *a* демонстрируется поле главных сжимающих напряжений σ_3 во фрагменте колонны № 1 в зоне стыковки ее с верхней плитой кессона в момент максимального напряжения ($t = 25,76$ с). Анализ результатов расчетов показал, что области стыковки колонн с крышей кессона по-прежнему остались уязвимыми зонами. На рис. 5, *b* показаны поля главных сжимающих напряжений σ_3 в нижней части той же колонны и в оболочках хранилища дизельного топлива так-же в момент достижения максимальной величины сжатия ($t = 22,12$ с). Проверка показала, что условие прочности здесь выполнено. На рис. 6 показано развитие во времени главных растягивающих σ_1 и сжимающих σ_3 напряжений за весь период землетрясения в зоне стыковки колонны с верхней плитой кессона.

Итак, результаты расчетов показали высокий уровень напряжений в зонах сопряжения колонн с кессоном при сейсмическом воздействии интенсивности МРЗ при отсутствии сейсмоизоляции. Расчетные акселерограммы не привязаны к частям света, т.е. можно было ожидать любое направление распространения сейсмического воздействия, а следовательно, и любое положение зон возможного разрушения бетона.

Оценка влияния фрикционных маятниковых подшипников на напряженное состояние зоны контакта колонн с кессоном выполнялась на второй стадии исследований. Имеющиеся в технической литературе примеры расчета конструкций с опорами с криволинейными поверхностями контакта (например, фрикционные маятниковые подшипники) свидетельствуют, что можно было ожидать сниже-

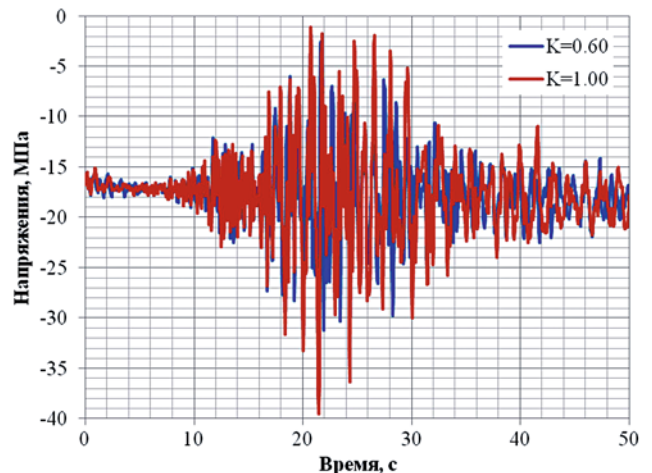


Рис. 7. Развитие во времени главных сжимающих напряжений на стыке опорной колонны с верхней плитой кессона от горизонтальных инерционных сейсмических сил: вариант $K = 1,00$ — жесткая связь верхнего строения с железобетонным основанием; вариант $K = 0,60$ — наличие фрикционных маятниковых подшипников на контакте элементов сооружения

ния горизонтальных инерционных нагрузок примерно в 2 раза при выполнении требований, предъявляемых к устройствам подобного типа. В данной работе масса верхнего строения, участвующая в развитии горизонтальных инерционных сил, была консервативно уменьшена на 40 %. При этом наблюдались общее уменьшение внутренних усилий, существенная локализация зон наибольших напряжений [12]. На рис. 7 показано развитие во времени наибольшего сжатия на контакте колонны с крышей кессона при отсутствии сейсмоизоляции и при ее наличии. Очевидно снижение уровня сжатия в конструкции при наличии фрикционных подшипников.

Итак, анализ отклика конструкции ОГТ на сейсмическое воздействие позволил заключить, что при отсутствии сейсмоизоляции верхнего строения при землетрясениях проектной интенсивности требуемый уровень прочности конструкции обеспечен. Вместе с тем при сейсмическом воздействии максимальной расчетной интенсивности при отсутствии сейсмоизоляции возможно развитие разрушения бетона на контакте колонн с верхней плитой кессона.

При установке фрикционных маятниковых подшипников в результате уменьшения участия массы верхнего строения в развитии горизонтальных инерционных сил зоны повышенных напряжений локализовались и не представляли опасности нарушения общей прочности контакта. Коэффициент запаса в наиболее уязвимом месте повысился с 1,00 до 1,41 (при допустимой величине 1,25). Прочность сооружения была обеспечена.

В заключение следует отметить сложность и трудоемкость исследований сейсмостойкости сооружений подобного типа на математических пространственных моделях с необходимостью учета

значительного числа сопутствующих факторов из смежных областей знаний.

Работа выполнена в соответствии с действующими российскими нормативными документами на базе современных лицензионных вычислительных комплексов.

Список литературы

1. ANSYS Release 11.0, Documentation for ANSYS.
2. LS-DYNA. Software Application Programs for Nonlinear Dynamic Analysis of Structures in Three Dimensions // Version 970 / 5434a, Commercial. Livermore Software Technology Corporation (LSTC), 2005.
3. СНиП 33-01-2003. Гидротехнические сооружения. Основные положения / Госстрой России. — М.: ФГУП ЦПП, 2004.
4. СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах / Госстрой России. — ГУП ЦПП, 2000.
5. Карты ОСП-97 (приложение к СНиП II-7-81*).
6. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой России. — М.: ФГУП ЦПП, 2004.
7. НП-031-01. Нормы проектирования сейсмостойких атомных станций / Госатомнадзор России. М., 2001.
8. СНиП 2.0202-85*. Основания гидротехнических сооружений / Госстрой СССР. — М.: ФГУП ЦПП, 2004.
9. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения / Госстрой России. — М.: ФГУП ЦПП, 2007.
10. СНиП 2.06.08-87. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений / Госстрой СССР. М., 1988.
11. John Lyzmer, M. ASCE, and Rodger L. Kuhlemeyer. A. M. ASCE, Finite Dynamic Model for Infinite Media // Engineering Mechanics Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. August.
12. Альберт И. У., Кассирова Н. А., Цирухин Н. А. Снижение отклика сооружения на сейсмическое воздействие с помощью фрикционных маятниковых сейсмоизолирующих опор скольжения // Известия ВНИИГ. 2010. Т. 260.
13. Баженев Ю. М. Бетон при динамическом нагружении. — М., 1970.
14. Берзон И. С., Епинатьева А. М., Парийская Г. Н., Стародубровская С. П. Динамические характеристики сейсмических волн в реальных средах. — М.: АН СССР. 1962.

Расчетное обоснование прочности и работоспособности сталежелезобетонной спиральной камеры здания Саяно-Шушенской ГЭС

Козинец Г. Л., кандидат техн. наук, начальник отдела расчетных обоснований
сооружений, Потехин Л. П., инженер (ОАО «Ленгидропроект»)

Приводится расчетное обоснование прочности и работоспособности сталежелезобетонной спиральной камеры здания Саяно-Шушенской ГЭС. Блок спиральной камеры сохранил работоспособность после аварии, имеет достаточный запас прочности и может эксплуатироваться в дальнейшем.

Ключевые слова: Саяно-Шушенская ГЭС, сталежелезобетонная спиральная камера, нагрузки, запас прочности, максимальные напряжения.

Одним из наиболее сложных и ответственных конструктивных элементов гидроэлектростанций является блок спиральной камеры. Сложность блока спиральной камеры заключается в его нетривиальной пространственной форме, обусловленной необходимостью обеспечения плавного и равномерного подхода водного потока к лопаткам рабочего колеса турбины с целью максимального снижения потерь механической энергии. Вместе с тем конструкция должна выдерживать большие нагрузки от пульсаций давления воды в проточном тракте и работающего гидроагрегата. Вес от статора (неподвижной части) генератора через подстаторные тумбы передается на верхнюю грань блока, в то время как вес вращающихся частей гидроагрегата через подпятник (опорный подшипник) и крышку турбины передается на колонны статора турбины, распределяющие нагрузку в основание блока. В связи с этим вопрос обеспечения прочности блоков спиральных камер играет важную роль в обеспечении надежности и работоспособности как гидроагрегатов, так и гидроэлектростанций в целом.

В результате трагических событий 17 августа 2009 г. блок спиральной камеры гидроагрегата № 2 Саяно-Шушенской ГЭС был подвержен значительному ударному воздействию со стороны упавшего гидроагрегата. Характер воздействия и его масштабы выходили за рамки рассмотренных в проекте расчетных случаев, что породило закономерный вопрос о работоспособности конструкции. Инструментальные обследования, проведенные ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, не выявили серьезных повреждений. В целях подтверждения работоспособности блока спиральной камеры было принято решение о проведении комплексного поверочного расчета методом конечных элементов.

Наряду с этим важной задачей является определение запаса прочности сталежелезобетонной спиральной камеры с адекватным учетом всех факторов и нагрузок, ранее не рассматривавшихся или учитываемых упрощенно.

Целью расчета являлось обоснование прочности и работоспособности спиральной камеры в составе пространственной расчетной модели здания ГЭС.

При этом решались следующие *задачи*:

построение адекватной конечно-элементной расчетной модели здания ГЭС;

определение напряженно-деформированного состояния гидроагрегатного блока (включающего сталежелезобетонную конструкцию спиральной камеры) для всех возможных сочетаний нагрузок эксплуатационного, аварийного, ремонтного режимов работы станции;

анализ напряжений в стальной оболочке и в арматуре сталежелезобетонной спиральной камеры;

сравнение результатов расчетов, полученных на основе пространственной конечно-элементной модели, с результатами ранее выполненных расчетов и данными натурных наблюдений;

определение запаса прочности и работоспособности спиральной камеры.

Конструкция спиральной камеры. Сталежелезобетонная конструкция спиральной камеры здания Саяно-Шушенской ГЭС одноподводная с углом охвата 342°. Диаметр входного сечения камеры составляет 6,5 м. Стальная оболочка выполнена из стали 10ХСНД с пределом текучести 390 МПа, с толщинами 36 – 40 мм. В сечениях с малыми радиусами используется сталь 09Г2С с пределом текучести 305 МПа. Схема стальной оболочки спиральной камеры представлена на рис. 1. Железобетонная оболочка состоит из одного ряда меридиональной (кольцевой) и тангенциальной (торовой) арматуры с максимальными диаметрами соответственно 60 и 45 мм класса А-III.

Массив блока спиральной камеры выполнен из бетона класса В25.

История проектирования. В процессе разработки блока спиральной камеры Саяно-Шушенской ГЭС были проведены обширные исследования статической работы различных вариантов конструкции, на основании которых была выявлена оптимальная сталежелезобетонная конструкция, под-

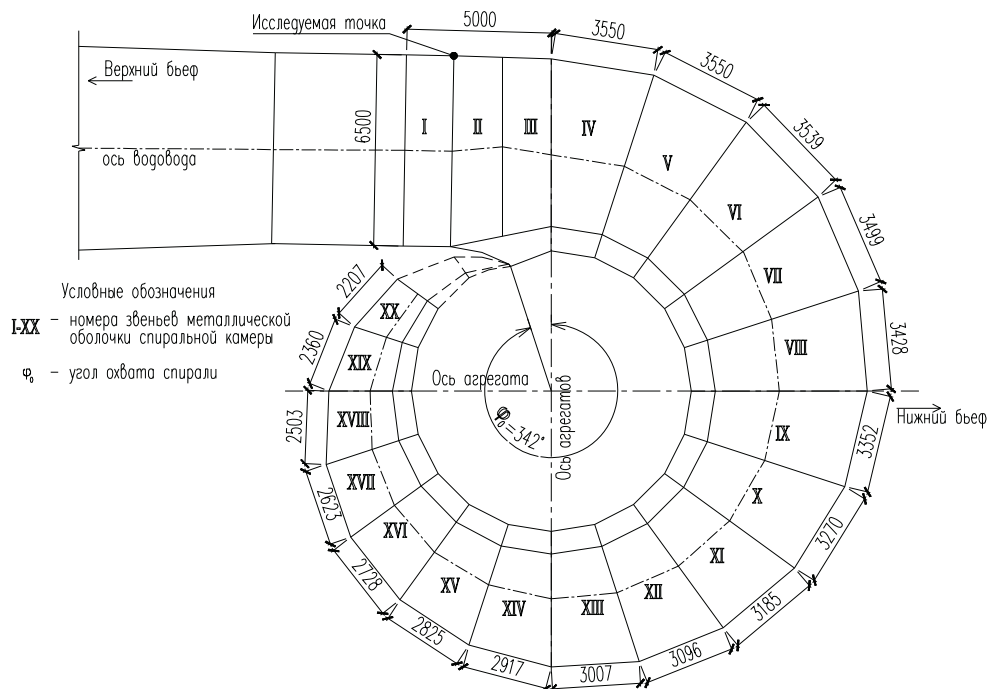


Рис. 1. Схема спиральной камеры Саяно-Шушенской ГЭС

вергнутая испытанием на трех крупномасштабных моделях (М 1:6,4).

В 1976 г. были проведены испытания двух моделей, различавшихся способом сопряжения несущих элементов. В одной модели воспроизведено жесткое сопряжение элементов. В другой модели по периметру сталежелезобетонной оболочки спиральной камеры была проложена войлочная прокладка с целью исключения передачи нагрузок на агрегатный блок. В результате был принят вариант агрегатного блока с жестким сопряжением сталежелезобетонной спиральной камеры и железобетонного массива здания ГЭС.

На следующем этапе испытаний (1977 г.) была осуществлена проверка приемлемости принципа дисперсного армирования блока спиральной камеры. Модельные испытания 1977 г. проходили в следующей последовательности:

испытание до обетонирования стальной спиральной камеры и статора турбины внутренним давлением 0 – 1,23 – 0 МПа;

испытания агрегатного блока со сталежелезобетонной спиральной камерой давлением 0 – 1,10 – 1,65 – 2,20 – 2,86 – 0 МПа при первых двух циклах загрузки и давлением 0 – 2,86 – 0 МПа при многократном нагружении модели (тысяча циклов);

перегрузка модели агрегатного блока давлением 0 – 4,30 – 5,70 – 8,20 МПа.

По результатам испытаний были построены эпюры напряжений в стальной оболочке, а также в кольцевой и торовой арматуре для различных этапов нагружения. Проверка результатов модельных испытаний была проведена методом конечных эле-

ментов с использованием специализированной системы “Корпус”(1979 г.). При этом впервые в отечественной практике был выполнен расчет напряженно-деформированного состояния турбинного блока здания ГЭС с учетом сталежелезобетонной спиральной камеры и статора турбины.

Методика выполненных расчетов. Расчетные исследования напряженно-деформированного состояния блока сталежелезобетонной спиральной камеры выполнялись методом конечных элементов с использованием программного комплекса

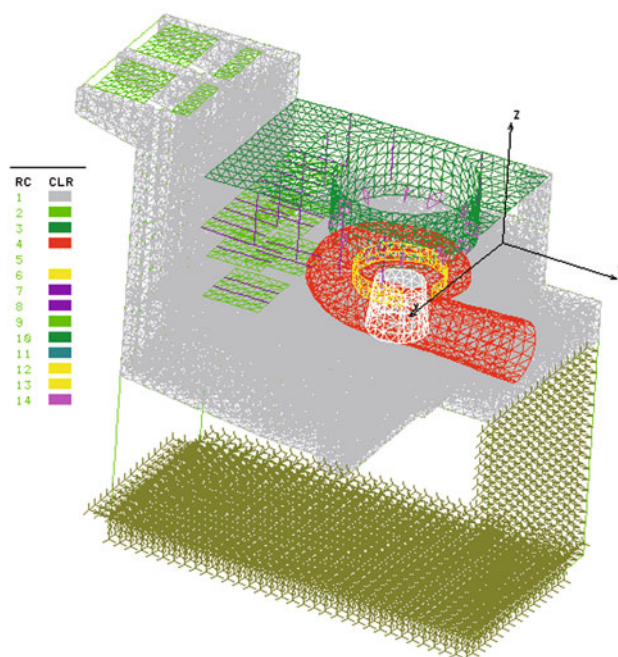
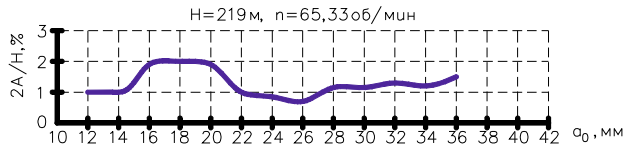


Рис. 2. Конечно-элементная модель гидроагрегатного блока (основание условно не показано)



H — напор в спиральной камере с учетом потерь энергии, м
 n — частота вращения рабочего колеса турбины, об/мин
 a_0 — величина раскрытия лопаток направляющего аппарата, мм
 По оси ординат указана величина амплитуды пульсации давления по отношению к напору в процентном соотношении

Рис. 3. График пульсаций давления в спиральной камере турбины Саяно-Шушенской ГЭС:

H — напор в спиральной камере с учетом потерь энергии, м; n — частота вращения рабочего колеса турбины, об/мин; a_0 — величина раскрытия лопаток направляющего аппарата, мм. По оси ординат отложена величина амплитуды пульсаций давления воды в проточном тракте турбины по отношению к напору в процентном эквиваленте

“Cosmos Works Simulation Premium” в рамках пространственной задачи теории упругости. Железобетон является комплексным материалом, состоящим из бетона и стальной арматуры, работающими совместно, но обладающими различными механическими свойствами. Особенность железобетона как комплексного материала состоит в его способности работать в условиях образования и развития трещин. Трещинообразование выступает как процесс, зоны образования трещин и направления их развития определяются расчетом.

При моделировании сталежелезобетонной спиральной камеры воспроизводилась внутренняя стальная оболочка, железобетонная часть спиральной камеры с кольцевой и торовой арматурой, трещинообразование (характерное для сталежелезобетонных конструкций) и пр. При этом условия трещинообразования железобетонной оболочки спиральной камеры реализованы путем задания физических свойств бетона при понижении модуля упругости (т.е. путем задания приведенного модуля деформации железобетона с трещинами и армированием в кольцевом и торовом направлениях на каждом участке сталежелезобетонной конструкции).

В расчетную область включались железобетонный массив здания ГЭС (включая блок сталежелезобетонной спиральной камеры), стальная оболочка проточной части, несущие элементы строительных конструкций здания ГЭС (плиты перекрытия, колонны, балки перекрытия), гидротурбинное и механическое оборудование, скальный массив основания мощностью 15 м.

Для аппроксимации объемных массивов использованы четырехузловые элементы “TETRA4” (тетраэдр), плоских — трехузловые элементы “SHELL3” (треугольник), одномерных (колонны, балки) — элементы “BEAM3D” (балка). Гидротурбинное и механическое оборудование аппроксимировано элементами “MASS” (точечная масса).

Граничные условия: узлы нижней грани скального основания закреплены от перемещений и по-

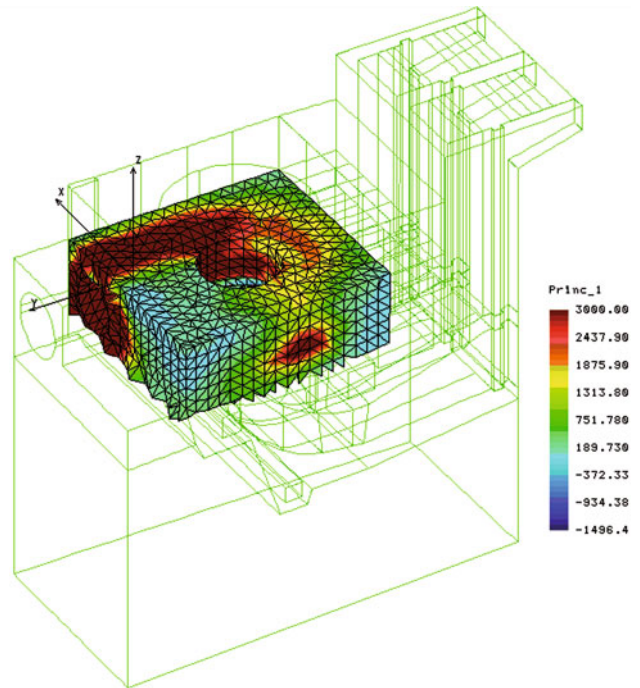


Рис. 4. Главные напряжения в блоке спиральной камеры (особое сочетание нагрузок с учетом гидравлического удара)

воротов по всем осям, узлы на вертикальной грани скального массива со стороны плотины закреплены от перемещений вдоль потока.

Конечно-элементная модель с граничными условиями представлена на рис. 2.

Критерии прочности. Блок спиральной камеры рассчитан по предельным состояниям первой группы для вариантов основных и особых сочетаний нагрузок.

Условие, обеспечивающее наступление предельных состояний:

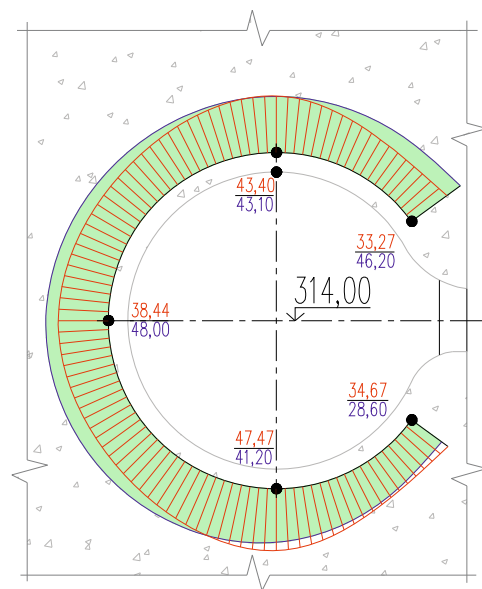


Рис. 5. Напряжения в кольцевой арматуре блока спиральной камеры, МПа: результаты расчета по МКЭ указаны синим, а данные натурных наблюдений — красным цветом

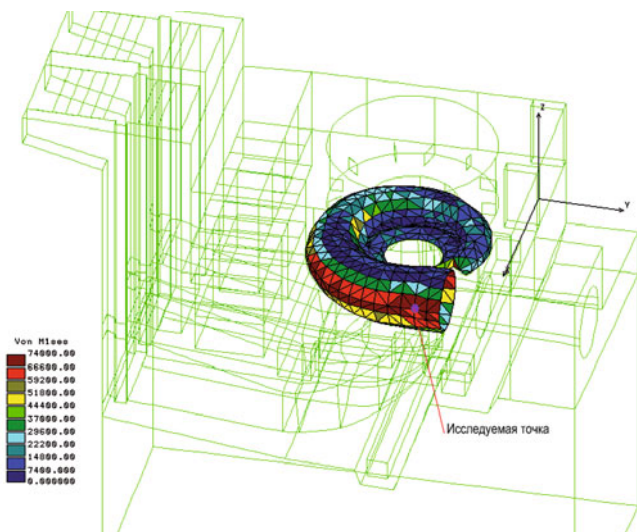


Рис. 6. Приведенные напряжения по Мизесу в металлической облицовке спиральной камеры для случая основного сочетания нагрузок, кПа

$$\gamma_{1c} F < R \frac{\gamma_c}{\gamma_n}, \text{ где } \gamma_{1c} \text{ — коэффициент сочетаний}$$

нагрузок, принимаемый равным: при расчетах по предельным состояниям первой группы — для основного сочетания нагрузок и воздействий в период нормальной эксплуатации 1,00; то же в период строительства и ремонта 0,95; для особого сочетания нагрузок и воздействий 0,90; по предельным состояниям второй группы 1,00; F — расчетное значение обобщенного силового воздействия; R — расчетное значение обобщенной несущей способности; $\gamma_c = 1$ — коэффициент условий работы; γ_n — коэффициент надежности по назначению.

Начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b = 35 \cdot 10^3$ МПа. Коэффициент поперечной деформации бетона (коэффициент Пуассона) для массивных конструкций $\nu = 0,15$ (пункт 2.15 [6]).

Стержневая арматура: кольцевая растянутая и сжатая — класса АШ $\varnothing 10 - 40$ мм.

Расчетные сопротивления арматуры сжатию и растяжению для предельных состояний первой группы:

$$R_s = 365 \text{ МПа}; R_{s, \text{сер}} = 390 \text{ МПа}.$$

Начальный модуль упругости арматуры для класса А-III — $E_s = 200000$ МПа.

Для стали оболочки $R_{s0} = 300$ МПа. Таким образом, условие прочности стальной оболочки при расчете сталежелезобетонной конструкции спиральной камеры по предельным состояниям первой группы имеет вид:

$$\sigma_{\max} \leq 240 \text{ МПа (оболочка) для основных сочетаний нагрузок};$$

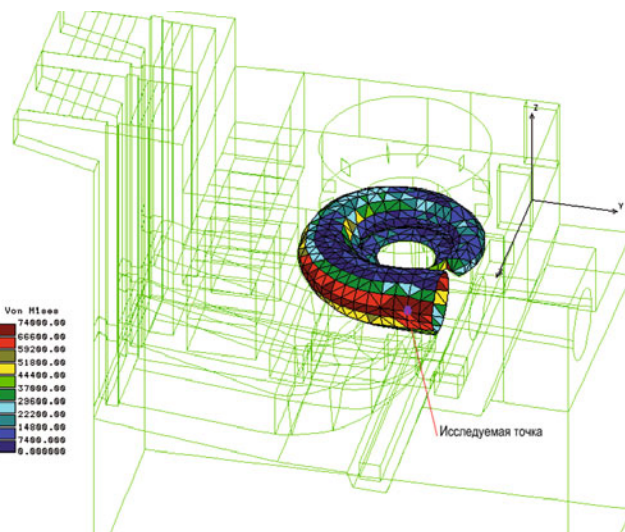


Рис. 7. Приведенные напряжения по Мизесу в металлической облицовке спиральной камеры для случая основного сочетания нагрузок с учетом пульсаций давления, кПа

$\sigma_{\max} \leq 267$ МПа (оболочка) для особых сочетаний нагрузок.

Для арматуры класса А-III $R_s = 365$ МПа. Таким образом, условие прочности арматуры при расчете сталежелезобетонной конструкции спиральной камеры по предельным состояниям первой группы имеет вид:

$\sigma_{\max} \leq 292$ МПа (арматура) для основных сочетаний нагрузок;

$\sigma_{\max} \leq 320$ МПа (арматура) для особых сочетаний нагрузок.

Нагрузки и их сочетания. Поверочный расчет блока спиральной камеры выполнен с учетом требований [1 – 6]. В состав *основного сочетания нагрузок эксплуатационного периода* включены следующие нагрузки:

собственный вес сооружения. Нормативное значение веса сооружения принято по проектным данным $\gamma_{\text{вн}} = 2,4$ т/м³;

гидростатическое давление воды:

на водопроводящий тракт ГЭС при НПУ = 539,0. Величина гидростатического давления в проточном тракте турбины принята равной 2200 кПа. Гидростатическое давление в элементах отсасывающей трубы принималось с учетом их заглубления под уровень УНБ($Q_{0,1\%}$) = 329,2 м;

на низовую стенку при УНБ($Q_{0,1\%}$) = 329,2 м.

силовое воздействие фильтрующейся воды. Величина силового воздействия принята для случая неработающего дренажа под днищем отсасывающих труб для отметки УНБ = 329,2 м;

нагрузки от веса гидротурбинного, гидромеханического оборудования, транспорта, нагрузка на покрытия пола машинного зала, заданная в виде распределенных и сосредоточенных сил и элементов масс;

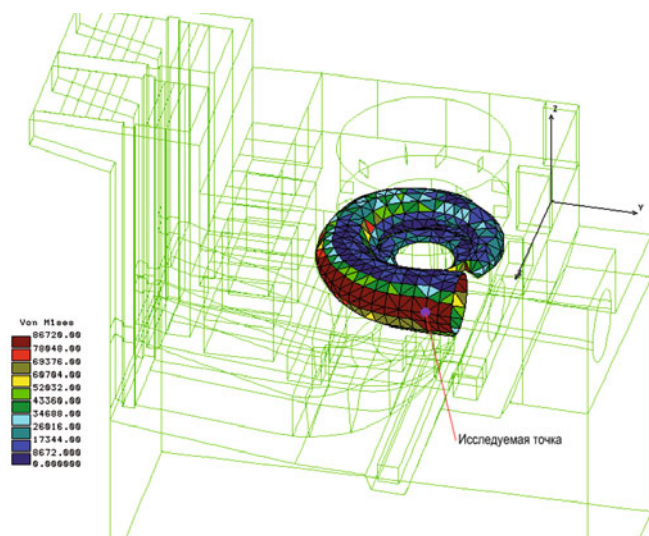


Рис. 8. Приведенные напряжения по Мизесу в металлической облицовке спиральной камеры для случая особого сочетания нагрузок с учетом гидравлического удара, кПа

нагрузка от температурного воздействия задана как отклонение от среднегодовой температуры воздуха и воды относительно наиболее холодного (для зимнего периода) и теплого (для летнего периода) месяцев года;

нагрузка от плотины, передающаяся на стальную оболочку турбинных водоводов.

В расчете рассмотрены всевозможные варианты основных и особых сочетаний нагрузок, учитывающие различные режимы работы станции. Обратим внимание лишь на наиболее опасные из них:

основное сочетание нагрузок эксплуатационного периода с учетом пульсаций давления воды в проточном тракте спиральной камеры в соответствии с графиками пульсаций давления, полученными от ОАО «Силовые машины». График пульсаций при номинальном режиме работы турбины представлен на рис. 3;

особое сочетание нагрузок с учетом гидравлического удара при отм. НПУ = 539,0 м. Гидростатическая нагрузка в турбинном водоводе и спиральной камере принималась с коэффициентом динамичности $k_d = 1,3$;

особое сочетание нагрузок с учетом сейсмического воздействия интенсивностью 7,5 баллов на площадке расположения здания ГЭС (данные ЦСГНЭО ОАО «Институт Гидропроект»).

Результаты расчета. В результате расчета получены поля напряжений и перемещений гидроагрегатного блока по каждому из сочетаний нагрузок. Далее, посредством выделения блока спиральной камеры в отдельный массив элементов, детально рассмотрено его напряженно-деформированное состояние.

Наиболее неблагоприятное напряженное состояние железобетонной части блока спиральной камеры получено при расчете на особое сочетание

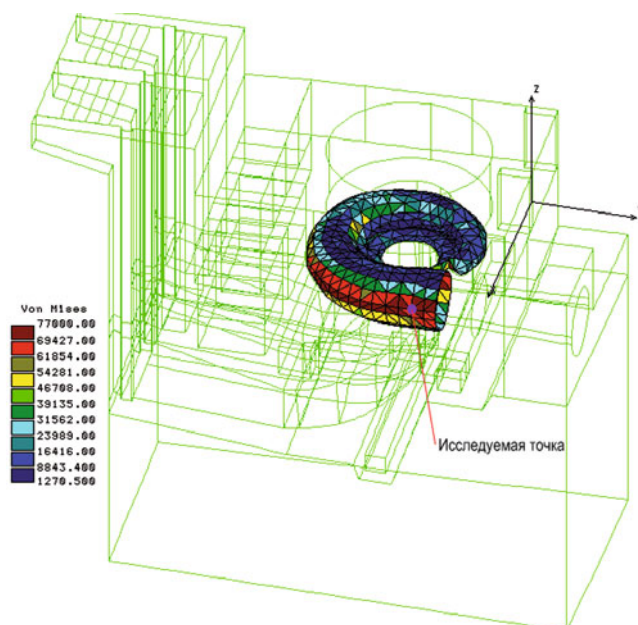


Рис. 9. Приведенные напряжения по Мизесу в металлической облицовке спиральной камеры для случая особого сочетания нагрузок с учетом сейсмического воздействия, кПа

нагрузок с учетом гидравлического удара. Поле главных растягивающих напряжений, полученное на первой стадии расчетов в упругой постановке, представлено на рис. 4. Из рисунка видно, что полученные напряжения в бетоне превышают предельные для бетона значения.

Следовательно, образовались трещины и включилась в работу арматура железобетонной части блока. В результате моделирования фактически установленной арматуры было получено напряженное состояние арматурных стержней. Результаты расчета напряженного состояния арматуры в сравнении с результатами модельных испытаний 1977 г. представлены на рис. 5.

На рис. 6 представлены результаты расчета напряженного состояния стальной оболочки спиральной камеры в составе турбинного блока на основное сочетание нагрузок эксплуатационного периода. Максимальные значения приведенных напряжений локализуются на боковой грани стальной оболочки в зоне входного сечения и составляют 65,3 МПа.

Результаты расчета на основное сочетание нагрузок с учетом пульсаций давления представлены на рис. 7. Максимальные значения приведенных напряжений по Мизесу составили 74,0 МПа. Учет пульсаций показал увеличение напряжений стальной оболочки на 13,3 %.

Максимальные приведенные напряжения для особого сочетания нагрузок с учетом гидравлического удара составили 86,7 МПа (рис. 8).

Результаты расчета на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмического воздействия отражены на рис. 9. Максимальные значения приведенных напряжений по Мизесу составили 77,0 МПа. Таким

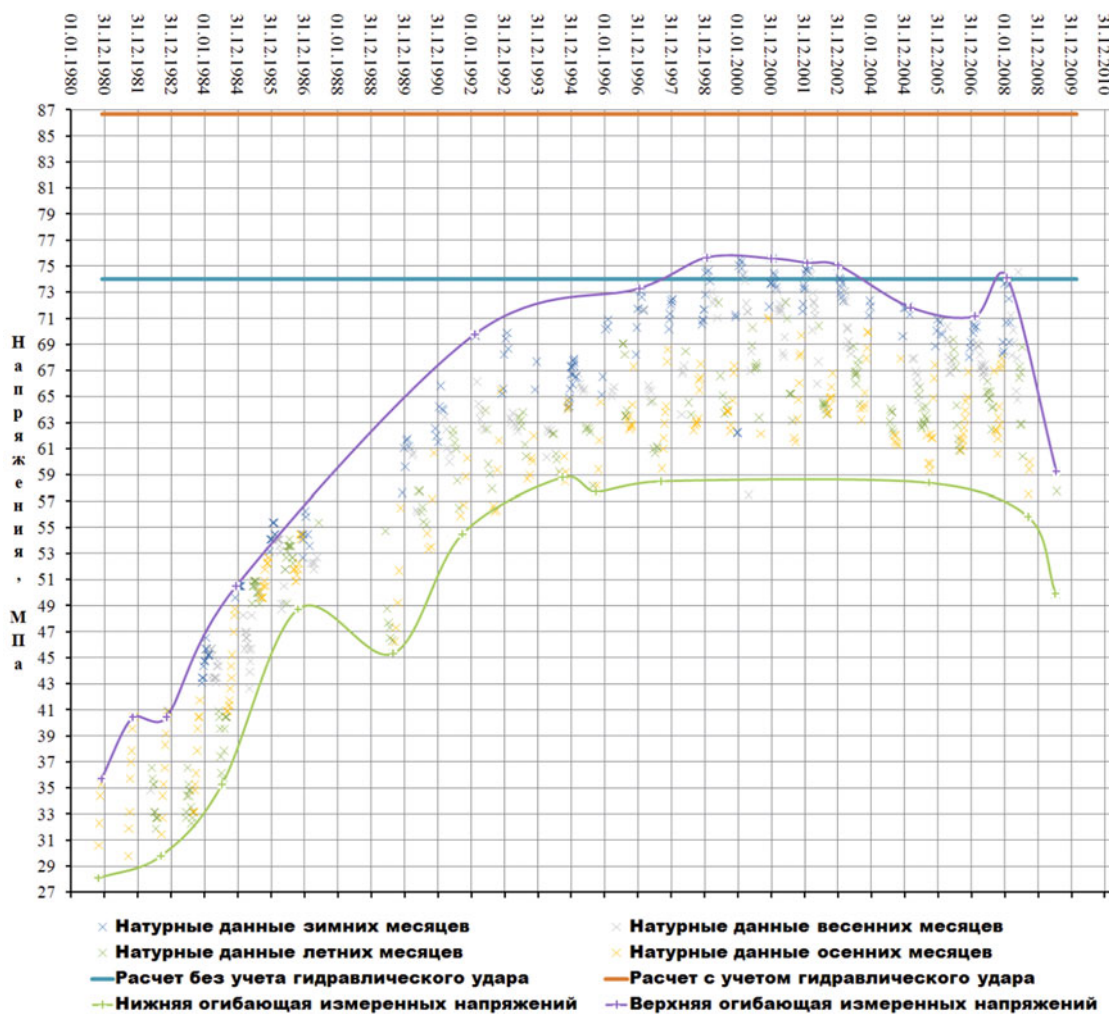


Рис. 10. Сравнение расчетных напряжений в исследуемой точке металлической оболочки спиральной камеры на отм. 314,0 м с данными натуральных наблюдений

образом, вклад сейсмического воздействия в общее напряженное состояние стальной оболочки составляет не более 4 %.

На рис. 10 представлено сопоставление данных датчика кольцевых напряжений в стальной оболочке спиральной камеры с результатами расчетов, проведенных на основе пространственной конечно-элементной модели в исследуемой точке. Из рисунка видно, что результаты расчета на основное сочетание нагрузок с учетом пульсаций давления соизмеримы с натурными данными.

Сопоставление результатов расчета с данными натуральных наблюдений во входном сечении спиральной камеры для стальной оболочки представлено на рис. 11. Из рисунков видно, что проведенный расчет с учетом пульсаций давления согласуется с данными натуральных наблюдений.

Выводы

1. Расчет сталежелезобетонной спиральной камеры выполнен на основе пространственной конечно-элементной модели здания Саяно-Шушенской

ГЭС с адекватным учетом нагрузок для различных сочетаний.

2. Запас прочности стальной оболочки спиральной камеры для основного сочетания нагрузок без учета пульсаций составляет 168 %, для основного

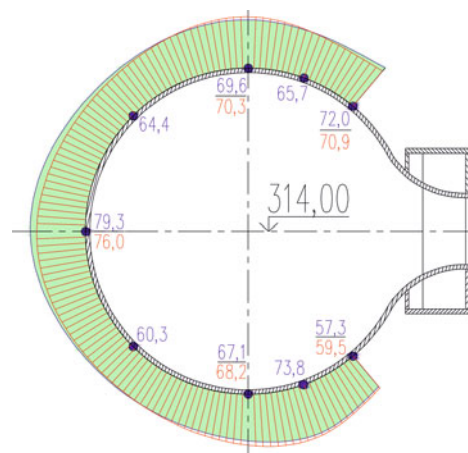


Рис. 11. Напряжения в металлической оболочке спиральной камеры, МПа: результаты расчета по МКЭ указаны синим, данные натуральных наблюдений — красным цветом

сочетания нагрузок с учетом пульсаций давления в спиральной камере — 124 %, для особого с учетом гидравлического удара — 108 %, для особого сочетания нагрузок с учетом сейсмического воздействия — 147 %.

3. Максимальные растягивающие напряжения в арматурных стержнях кольцевого направления достигают 70,5 МПа, что не превышает критериального значения $\sigma_i^{\max} = 292,0$ МПа.

4. Максимальные напряжения в торовой арматуре достигают 144,7 МПа, что не превышает критериального значения $\sigma_i^{\max} = 292,0$ МПа.

5. Характер распределения напряжений в арматуре железобетонной части спиральной камеры соответствует натурным данным. Расхождение между натурными и расчетными значениями напряжений в кольцевой арматуре не превышает 15 %.

6. Результаты расчета согласуются с данными натурных наблюдений.

7. Прочность стальной оболочки спиральной камеры обеспечивается как с учетом пульсационной

составляющей гидростатической нагрузки, так и гидравлического удара.

8. Блок спиральной камеры сохранил работоспособность после аварии, имеет достаточный запас прочности и может эксплуатироваться в дальнейшем.

Список литературы

1. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. — М.: Госстрой СССР, 1988.
2. СНиП 33.01-2003. Гидротехнические сооружения. Основные положения. М., 2003.
3. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. — М.: Минстрой России, 1996.
4. СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах. — М.: Минстрой России, 1995.
5. СНиП 2.02.02-85. Основания гидротехнических сооружений. — М.: Госстрой СССР, 1987.
6. СТО 17330282.27.140.002-2008. Гидротехнические сооружения ГЭС и ГАЭС. Условия создания. Нормы и требования. — РАО ЕЭС России, 2008.
7. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. — М.: Госстрой СССР, 1990.

Механика образования трещин в напорной грани бетонной плотины

Тетельмин В. В., доктор техн. наук

(Московский государственный открытый университет)

Рассмотрены особенности развития трещин в напорной грани бетонных плотин с позиций линейной механики разрушения. Предлагается расчетная зависимость для нахождения соотношений консольных напряжений в бетоне, гидростатического напора в краевой трещине и критического коэффициента интенсивности напряжений бетона, позволяющая определять критическую длину трещины, по достижении которой начинается её рост.

Ключевые слова: бетонные плотины, трещины в напорной грани, консольные напряжения, гидростатический напор, критический коэффициент интенсивности напряжений.

Процессы трещинообразования в бетоне напорной грани плотины имеют свои особенности. Неожиданно эти процессы проявились при наполнении водохранилища Саяно-Шушенской ГЭС [6, 8]. Во-первых, раскрылся контактный шов плотины с основанием до достижения проектного уровня верхнего бьефа. Во-вторых, в бетоне первого столба русловых секций плотины в пределах отм. 344 – 359 м “появились горизонтальные трещины растяжения”. По мере наполнения водохранилища до НПУ суммарный расход дренажа основания увеличился до 550 л/с, а сквозные трещины первого столба пропускали расход до 520 л/с. Позже фильтрующие трещины появились и на других отметках плотины. В некоторых секциях число зон трещинообразования в бетоне первого столба достигает трёх. Раскрытие фильтрующих трещин до проведения цементационных работ доходило до 0,55 мм.

В 1996 г. в пределах отм. 344 – 359 м были выполнены цементационные работы. В процессе це-

ментации закрепляющий раствор заполнил магистральные субгоризонтальные трещины, существенно увеличив их раскрытие. При этом соседние близкорасположенные трещины, имевшие меньшее раскрытие, обжимались высоким давлением цементации до полного смыкания их стенок.

В динамике появления и развития трещин многое определяет форма эпюры консольных напряжений. За годы эксплуатации плотина получила дополнительные необратимые перемещения в сторону нижнего бьефа [8], которые “составили на гребне плотины порядка 40 % от максимальной величины”. В результате консольные напряжения сжатия в области напорной грани вновь уменьшились или перешли в область растягивающих напряжений. Вследствие этого “продолжается накопление остаточных деформаций на контакте плотины с её скальными примыканиями” [8]. В зацементированных зонах трещинообразования современные деформации растяжения превысили их доремонт-

ные значения. В результате в большинстве русловых секций увеличивается раскрытие заинъецированных трещин. В настоящее время эффект обжата бетона напорной грани, достигнутый в процессе цементации, себя исчерпал, поэтому некоторые из сомкнутых трещин “ожили” и постепенно увеличивают свое раскрытие.

К анализу процессов нарушения сплошности бетона следует подходить с позиций линейной механики разрушения, которая является областью знаний о влиянии свойств материала, характера нагружения и геометрии тела на его разрушение. При больших размерах поперечного сечения бетонных конструкций применение методов линейной механики разрушения для описания их поведения является оправданным. К таким сооружениям, например, относятся бетонные плотины, морские гравитационные платформы для добычи нефти.

Энергетический баланс процесса распространения трещины первым рассмотрел А. Гриффитс [7, 12]. Он отметил, что в процессе возникновения и распространения трещины материал, примыкающий к её стенкам (берегам), разгружается (релаксирует). Это означает, что напряжения и деформации в материале с трещиной уменьшаются, а упругая энергия, запасенная в зоне трещины, высвобождается и переходит в поверхностную энергию.

Если принять, что область разгруженного упругого материала (область релаксации) имеет форму окружности (рис. 1), то высвобожденная в зоне трещины энергия в соответствии с теорией упругости определяется формулой

$$U = \pi\sigma^2 l^2 / 2E, \quad (1)$$

где σ — напряжение; l — полудлина трещины; E — модуль упругости материала.

Эта энергия “стекает” к вершине трещины и расходуется на её продвижение, т.е. на образование двух новых поверхностей в материале — стенок трещины:

$$G = 2l\gamma, \quad (2)$$

где γ — удельная плотность поверхностной энергии или удельная поверхностная энергия разрушения, для цементного камня $\gamma = 0,4$ Дж/м² [7].

Количество энергии, высвобождаемой при развитии трещины, пропорционально квадрату длины трещины, тогда как количество энергии, расходуемой на образование новых поверхностей, т.е. на разрушение материала, пропорционально первой степени длины трещины. В рассматриваемой задаче А. Гриффитса, начиная с некоторой “критической” длины, растущая трещина высвобождает больше энергии, чем потребляет.

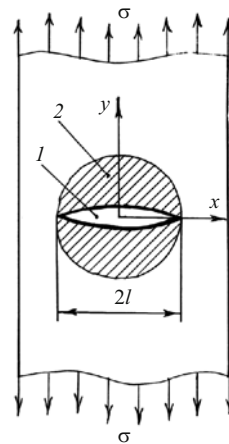


Рис. 1. Схема определения энергетического баланса упругой пластины с трещиной: 1 — трещина; 2 — область релаксации

Из (1) и (2) получается, что для заданного напряжения критическая полудлина трещины определяется как

$$l_{кр} = 2E\gamma / \pi\sigma^2. \quad (3)$$

В рассматриваемом случае при некотором постоянном напряжении больше критического значения $\sigma_{кр}$ трещина развивается безостановочно, так как с увеличением длины трещины нагрузка, необходимая для её продвижения, уменьшается. Такое развитие трещин называют неустойчивым.

Если вместо растяжения пластины равномерной нагрузкой σ приложить в центре трещины к её стенкам две сосредоточенные растягивающие силы p , то критическая полудлина трещины определяется из выражения [2]

$$l_{кр} = p^2 / 2\pi E\gamma. \quad (4)$$

В этом случае развитие трещины является устойчивым: после увеличения нагрузки выше критического значения длина трещины растет пропорционально квадрату величины нагрузки.

Приведенные выражения отражают энергетическую формулировку критерия разрушения материала, т.е. начала распространения трещины.

В практических задачах чаще используется так называемая силовая формулировка критерия разрушения. Для этого используют понятие коэффициента интенсивности напряжений $K = \lim(\sigma_b \sqrt{s})$, где $s \rightarrow 0$ — малое расстояние по линии трещины от её вершины до некоторой точки, где действует напряжение σ_b . Размерность этого коэффициента Н/м^{1,5} или МПа · м^{0,5}.

Основной методический прием линейной механики разрушения — изучение поведения тела с трещиной с помощью коэффициента интенсивности напряжений. Это понятие имеет физический смысл

в том случае, когда вокруг трещины существует поле упругих напряжений, а в вершине трещины напряжения стремятся к бесконечности. Коэффициент K характеризует локальное напряженное состояние материала перед вершиной трещины и, следовательно, уровень опасности с точки зрения разрушения материала.

При разрушении материала процесс образования и развития трещины зависит от типа деформации материала. В связи с этим в механике разрушения различают трещины отрыва, а также трещины поперечного и продольного сдвига [5, 7, 12]. Напряженно-деформированное состояние напорной грани бетонных плотин определяется консольными напряжениями, которые в бетоне формируют трещины отрыва (тип I). В этом случае трещина ориентирована по нормали к напорной грани, а её стенки симметрично расходятся в противоположных направлениях (рис. 2, а).

Для двух рассмотренных выше задач, связанных с растяжением пластины с трещиной, соответствующие коэффициенты интенсивности напряжений определяются следующим образом [7]:

$$K = \sigma\sqrt{\pi l}; \quad (5)$$

$$K = p/\sqrt{\pi l}. \quad (6)$$

В первом случае коэффициент K растет с увеличением длины трещины, что приводит к её неустойчивому росту. Во втором случае с увеличением длины трещины коэффициент K уменьшается и для поддержания роста трещины необходимо непрерывно увеличивать внешнюю нагрузку.

Все существующие решения по определению K используют выражения (5) или (6) с добавлением некоторого множителя $Y(X)$, который является функцией размеров тела с трещиной и типа его нагружения.

В момент локального разрушения материала трещиной отрыва коэффициент K становится равным некоторому критическому коэффициенту интенсивности напряжений K_{IC} . Критерий локального разрушения имеет вид

$$K = K_{IC}. \quad (7)$$

При плоском напряженном состоянии имеет место следующая связь между критическими характеристиками материалов:

$$K_{IC} = \sqrt{2E\gamma}. \quad (8)$$

Использование понятия критического коэффициента интенсивности напряжений предполагает, что материал везде, кроме малой области вблизи кончика трещины, является линейно упругим, однородным и изотропным. Кроме того, предполагается, что в материале развивается только одна трещина. Такой подход с позиций линейной механики разрушения считается достаточным для адекватного описания особенностей развития трещин в бетоне.

Расчет на прочность, предлагаемый механикой хрупкого разрушения, включает в себя три момента [12]:

определение положения и размера опасной трещины;

определение коэффициента интенсивности напряжений K в вершине трещины с учетом напряжений технологического и эксплуатационного происхождения;

выбор критерия локального разрушения K_{IC} в вершине трещины и отыскание предельного состояния, которое соответствует началу разрушения материала.

Методы определения K_{IC} для цементного камня и бетона до сих пор не стандартизованы. Наиболее распространенным методом определения значений K_{IC} является испытание изгибаемых балочных образцов с надрезом. В процессе испытаний нагрузка на образец постепенно увеличивается, пока при нагрузке, равной критической, из надреза не разовьется разрушающая образец трещина.

На величину K_{IC} влияют размеры опытного образца, водоцементное отношение, возраст цементного камня и бетона. Например, исследование изгибаемых балочек, выполненных из цементного камня, показало, что при увеличении их высоты значение K_{IC} возрастает [2]. Испытания идентичных образцов с надрезами различной длины показыва-

Т а б л и ц а 1

Порода	K_{IC} , МН/м ^{1,5}	$\sigma_{сж}$, МПа	σ_p , МПа	γ , Дж/м ²
Песчаник	0,86	85,2	9,8	26,3
Известняк	0,35	24,3	4,0	5,2
Гранит	2,49	144	8,3	157
Мрамор	0,67	63,2	11,0	14,6
Диорит	2,39	193	9,1	124

Т а б л и ц а 2

Соотношение цемент : песок по массе	Прочность на растяжение, МПа	Кубиковая прочность, МПа	K_{IC} , МН/м ^{1,5}
1:0	1,84	88,2	0,485
1:1	3,92	61,23	0,604
1:2	3,71	48,4	0,528
1:5	3,13	28,9	0,275

ют, что значения K_{IC} увеличиваются с увеличением длины трещины-надреза. Снижение водоцементного отношения придает цементному камню более прочную структуру, повышает сопротивляемость развитию трещины. При $V/C = 0,5$ значение $K_{IC} = 0,25 \text{ МН/м}^{1,5}$, при $V/C = 0,3$ значение $K_{IC} = 0,4 \text{ МН/м}^{1,5}$ [2].

Большинству горных пород, служащих основаниями плотин и материалом для заполнителя бетона, присущи более высокие значения K_{IC} по сравнению с цементным камнем, с контактной зоной между заполнителем бетона и матрицей, с контактной зоной между бетоном плотины и горной породой основания. Для горных пород критическое значение коэффициента интенсивности напряжений изменяется в широких пределах ($0,3 - 3,5 \text{ МН/м}^{1,5}$). В табл. 1 приведены параметры механики разрушения некоторых горных пород [3].

Эксперименты показывают, что коэффициент K_{IC} для контактной зоны цементный камень — горная порода по мере продвижения трещины стремится к некоторому постоянному значению [2]:

цементный камень — известняк $K_{IC} = 0,37 \text{ МН/м}^{1,5}$;
цементный камень — кварцит $K_{IC} = 0,31 \text{ МН/м}^{1,5}$.

Для бетонов критические значения коэффициента K_{IC} изменяются в пределах $0,5 - 2,0 \text{ МН/м}^{1,5}$ [14]. В табл. 2 приводятся результаты экспериментов по определению K_{IC} для цементного камня и мелкозернистого бетона в возрасте 6 лет, изготовленных из цемента марки 500 [2].

Прочность включений в бетоне обычно больше прочности растворной матрицы, а прочность сцепления в зоне контакта цементного камня и заполнителя меньше прочности каждого из материалов. Различие в упругих свойствах компонентов бетона приводит к концентрации напряжений около зерен заполнителя, заключенного в однородной матрице. Это обстоятельство определяет особенности поведения трещин в нагруженном бетоне. Трещины в бетоне могут распространяться в одном или другом составляющем его материале, а также по зоне их контакта.

При твердении бетона его растворная составляющая дает усадку, при этом на контакте с более жестким заполнителем возникают усадочные трещины. Размер этих трещин близок к размеру наиболее крупных частиц заполнителя [14, 15]. При приложении некоторой растягивающей нагрузки длина и раскрытие трещин по контакту с заполнителем увеличиваются. При максимальной крупности заполнителя $d_{\max} = 10 \text{ мм}$ длина этих трещин примерно равна $3d_{\max}$; при $20 \text{ мм} < d_{\max} < 100 \text{ мм}$ длина контактных трещин, которые могут стать началом разрушения бетона, равна $1,32d_{\max}$ [14]. На следующей стадии нагружения бетонного образца отдельные контактные трещины выходят в матри-

цу. Эта стадия завершается образованием магистральной трещины.

Подобный механизм зарождения и продвижения трещины согласуется с известной диаграммой растяжения бетона [1, 2, 14]. Сначала при небольших нагрузках микротрещины в зоне контактов расширяются и удлиняются, что приводит к слабому отклонению зависимости $\sigma_p - \varepsilon$ от прямой линии. При напряжениях $(0,7 - 0,9)\varepsilon_p$ трещины контактов переходят в матрицу, образуя протяженные трещины, а кривая $\varepsilon_p - \varepsilon$ выполаживается, приближаясь к горизонтали.

При этом заполнитель может задерживать или останавливать рост трещин на границе раздела матрица — заполнитель. Возможность остановки или задержки продвижения трещины зависит от того, под каким углом к этой границе раздела ориентирована трещина. При малых углах встречи с поверхностью заполнителя остановки трещины не произойдет, а трещина будет распространяться по зоне контакта, огибая элемент заполнителя. При больших углах встречи переход трещины из матрицы в контактную зону затруднен и трещина останавливается.

Прочность бетона при растяжении несколько ниже, чем прочность цементного камня [15]. В то же время критический коэффициент интенсивности напряжений у бетона выше, чем у цементного камня $K_{IC}(Б) > K_{IC}(ЦК)$. Это объясняется тем, что трещина в своем развитии вынуждена огибать частицы заполнителя, отчего общая площадь поверхности разрушения увеличивается.

Появление и развитие трещины в бетоне напорной грани плотины существенно изменяют его напряженно-деформированное состояние. Математическое описание роста трещин представляет непростую задачу, особенно в случае пространственных моделей, а также в бетонах, проявляющих пластические свойства. Более просто обстоит дело с решением плоских задач теории упругости, в которых трещины принято имитировать идеальными разрезами.

Начало разрушения бетона обусловлено высокими локальными растягивающими напряжениями и деформациями в вершине трещины, которая является местом концентрации напряжений. Некоторая начальная трещина начинает распространяться, когда коэффициент K , увеличиваясь, достигает критического значения K_{IC} (7).

Развитие трещины в напорной грани плотины определяют два основных фактора: консольные напряжения в первом столбе плотины и гидростатический напор, действующий на стенки трещины.

Образование новых трещин в горных породах под действием гидростатического напора (фильтрационного давления жидкости) известно как явление гидравлического разрыва [9, 10, 11], которое

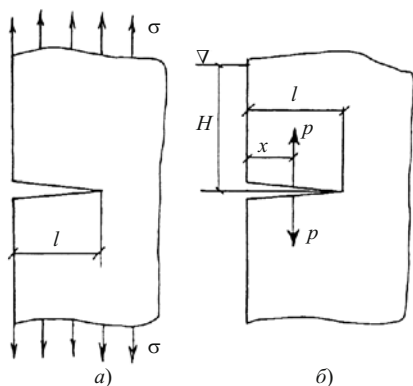


Рис. 2. Краевая трещина в бетоне напорной грани: а — образовавшаяся под воздействием растягивающих напряжений; б — образовавшаяся под воздействием гидростатического напора

широко используется как технологический прием для увеличения притока к скважине в процессе извлечения нефти из продуктивного пласта, а также для увеличения раскрытия трещин при цементации оснований плотин. В процессе бурения глубоких скважин гидравлический разрыв горных пород является вредным явлением и его появления стараятся не допускать.

Если некоторая краевая трещина в бетоне напорной грани плотины развивается под действием растягивающих напряжений по схеме рис. 2, а, то соответствующее решение для определения коэффициента интенсивности напряжений имеет вид [5]

$$K = 1,12\sigma\sqrt{\pi l}. \quad (9)$$

Если краевая трещина в бетоне напорной грани развивается под действием сосредоточенных сил, симметрично приложенных к стенкам трещины (рис. 2, б), то коэффициент K определяется зависимостью [4]

$$K = \frac{2p[1 + f(X)]}{\sqrt{\pi l(1 - X^2)}}, \quad (10)$$

где $f(X)$ — полином; $X = x/l$ — координата приложения силы p .

Используя принцип суперпозиции, из двух последних уравнений получаем следующее выражение для коэффициента интенсивности напряжений в вершине трещины, развивающейся под воздействием двух одновременно действующих факторов:

$$K = (1,53 \cdot 10^4 H + 2\sigma)\sqrt{l}, \quad (11)$$

где H — гидростатический напор на глубине расположения трещины.

При выводе этой зависимости принято: сосредоточенная сила $p = \rho g H l$ является равнодействующей

гидростатических сил, действующих на поверхность стенки трещины; сосредоточенная сила p приложена к середине длины трещины, т.е. в выражении (10) $X = 0,5$.

С учетом (7) из выражения (11) находим условие устойчивости трещины в бетоне напорной грани плотины

$$K_{IC} > (1,53 \cdot 10^4 H + 2\sigma)\sqrt{l}. \quad (12)$$

На рис. 3 приводятся построенные с помощью условия (12) номограммы для определения критических соотношений консольных напряжений σ в бетоне напорной грани и гидростатического напора H в трещинном пространстве. При превышении критических соотношений σ и H начальная краевая трещина в бетоне приходит в движение, т.е. начинает расти.

Из выражения (12) и графиков рис. 3 следует, что при увеличении растягивающих консольных напряжений в напорной грани плотины все большее количество малых трещин “оживает” и включается в процесс разрушения бетона. При подключении к этому процессу гидравлического фактора (гидравлического разрыва) начинается рост трещин ещё меньшей длины.

Наведенные двумя названными внешними воздействиями растягивающие напряжения в вершине трещины рвут межмолекулярные связи в цементирующем материале. В процессе эксплуатации повторно-статическое нагружение плотины постепенно ослабляет структуру бетона, уменьшает значение K_{IC} , что также способствует продвижению трещины.

Предположим, что в зоне напорной грани плотины гидростатический напор отсутствует (трещина сухая), а действуют только консольные растягивающие напряжения $\sigma = 1,0$ МПа (рис. 2, а). Примем, что критический коэффициент интенсивности напряжений бетона $K_{IC} = 2,0$ МН/м^{1,5}. Из выражения (12) находим, что при таких условиях все имеющиеся в этой зоне краевые трещины длиной до $l_{кр} = 1,0$ м будут устойчивыми. Растить будут только трещины протяженностью более 1,0 м.

Рассмотрим второй случай, когда на стенки краевой трещины, находящейся на глубине H в этом же бетоне, действует только расклинивающее действие воды при напоре $H = 200$ м (рис. 2, б), а консольные напряжения отсутствуют $\sigma = 0$. При этих условиях придут в движение трещины более короткие — длиной более 0,43 м. В данном случае силовое воздействие воды верхнего бьефа оказывается более сильным разрушающим фактором, чем растягивающее напряжение $\sigma = 1,0$ МПа.

Рассмотрим третий случай, когда в зоне трещины одновременно действуют оба силовых фактора:

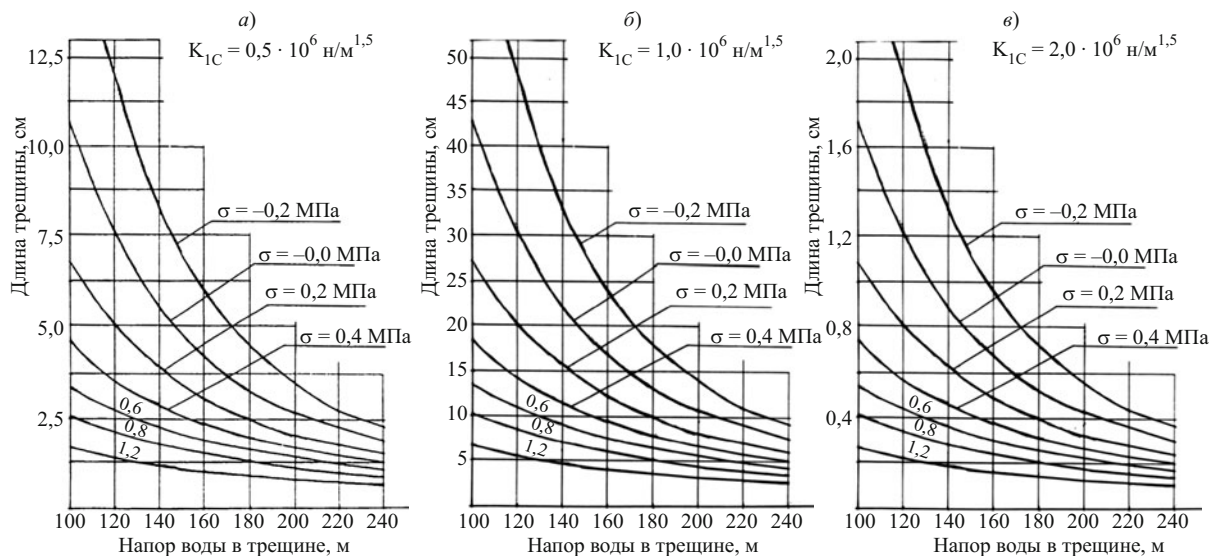


Рис. 3. Зона устойчивости горизонтальных трещин в бетоне напорной грани плотины. Трещина испытывает расклинивающее воздействие воды верхнего бьефа при различных консольных напряжениях: *а* — $K_{IC} = 0,5 \text{ МН/м}^{1,5}$; *б* — $K_{IC} = 1,0 \text{ МН/м}^{1,5}$; *в* — $K_{IC} = 2,0 \text{ МН/м}^{1,5}$

$\sigma = 1,0 \text{ МПа}$ и $H = 200 \text{ м}$. Совместное действие этих факторов способно привести в движение ещё более короткие трещины. Краевые трещины длиной $l_{кр} > 0,16 \text{ м}$ будут расти.

Если трещина находится в критическом состоянии (имеет критическую длину), то малейшее увеличение УВБ или растягивающего консольного напряжения может вызвать значительный рост трещины. Трещина, образующаяся под воздействием постоянных значений гидростатического напора и консольных растягивающих напряжений, является неустойчивой.

Краевая трещина способна расти даже при сжимающих консольных напряжениях при условии, что на её стенки действует большой гидростатический напор. Нарушение сплошности бетонного массива может происходить даже в зоне небольшого консольного сжатия бетона. Пусть, например, в бетоне напорной грани с характеристикой $K_{IC} = 1,0 \text{ МН/м}^{1,5}$ имеется краевая трещина длиной 10 см . Бетон напорной грани испытывает консольное сжатие $\sigma = -0,2 \text{ МПа}$. Из выражения (12) находим, что при напоре воды в трещинном пространстве $H = 230 \text{ м}$ трещина начнет расти. Применительно к Саяно-Шушенской плотине это отвечает состоянию трещины на отм. 307 м при отм. УВБ 537 м. Трещина длиной 20 см начнет расти при напоре $H = 170 \text{ м}$, что отвечает состоянию краевой трещины на отм. 367 м при отм. УВБ 537 м.

Из нескольких соседних трещин различной длины первой начинает расти более длинная трещина. Своим продвижением в глубь массива она снимает напряжения в окрестности и тем самым не позволяет включиться в процесс роста соседним трещинам меньшей протяженности. По этой причине

не сквозные трещины в одной и той же секции первого столба плотины располагаются очень редко.

Рост трещины при неизменной нагрузке могут остановить два обстоятельства: когда вершина трещины упирается в поверхность более прочного заполнителя или когда растущая трещина входит в область более высоких сжимающих напряжений или в область меньших растягивающих напряжений. Если не произойдет ни того, ни другого, то трещина пройдет через всю толщу первого столба плотины.

В случае, когда трещина в своем развитии упирается вершиной в поверхность крупного заполнителя и останавливается, тогда по прошествии какого-то времени в процесс роста может быть вовлечена соседняя трещина меньшей длины. А может случиться так, что несколько циклов наполнения-сработки водохранилища в конце концов “раскачают” остановившуюся трещину (снизят значение критического коэффициента K_{IC}), в таком случае трещина обогнет по контуру поверхность крупного заполнителя и пойдет дальше.

Распространение трещины по контакту двух материалов, обладающему отличной от нуля прочностью, качественно отличается от распространения трещин в однородных телах. Если прочность контактной зоны выше прочности каждого из контактирующих материалов, то имеющаяся на поверхности контакта трещина по этой поверхности не пойдет, а будет распространяться в глубь одного или обоих материалов.

Если же прочность контакта сравнительно невелика — меньше прочности отдельных материалов (например, контакт скала — бетон или контактный шов между смежными блоками бетонирования), то трещина будет распространяться по поверхности

контакта. В случае различных упругих свойств контактирующих материалов противоположные стенки трещины могут по-разному деформироваться, налегать одна на другую, образуя несколько площадок контакта.

В горизонтальных строительных швах первого столба плотины Саяно-Шушенской ГЭС заложен горизонтальный дренаж с шагом 3 м по высоте на расстоянии 12 – 15 м от напорной грани, выведенный в смотровые шахты плотины. В ноябре 2008 г. максимальный фильтрационный расход через бетон напорной грани составил более 15 л/с, в том числе в пределах отм. 332 – 359 м — 3,4 л/с. По данным натурных наблюдений в этом диапазоне отметок горизонтальный дренаж секции 24 перехватывает 0,45 л/с при отм. УВБ 500 м и 0,60 л/с при отм. УВБ 536 м. Предположим, что эти фильтрационные расходы обеспечивает одна трещина, находящаяся на отм. 346 м. В таком случае имеем следующую исходную ситуацию: при напоре $H_1 = 154$ м удельный фильтрационный расход $q_1 = 3 \cdot 10^{-5}$ м³/(с · м); при напоре $H_2 = 190$ м удельный расход $q_2 = 4 \cdot 10^{-5}$ м³/(с · м).

При длине трещины 12 м (расстояние от напорной грани до дренажа) получаем два соответствующих расчетных значения раскрытия фильтрующей трещины: $\sigma_1 = 0,140$ мм; $\sigma_2 = 0,144$ мм. Это два состояния одной и той же трещины на два момента времени, когда консольные напряжения в первом столбе изменились и когда стенки трещины испытывают различное силовое воздействие фильтрующейся воды. Видим, что фильтрационный расход в трещине увеличился не только за счет увеличения градиента напора в трещине, но и за счет дополнительного раскрытия трещины на 0,004 мм.

Из выражения (12) следует, что гидростатический напор в полости краевой трещины играет существенную роль в её развитии. При этом, как следует из приведенного примера, гидростатический напор в трещине не играет заметной роли в увеличении её раскрытия. В этом смысле показательные результаты экспериментов по разрушению образцов бетона с предельной растяжимостью $10 \cdot 10^{-5}$ [14]. При растяжении образцов в момент появления краевых трещин абсолютные краевые деформации скачком увеличивались на $(44 - 60) \cdot 10^{-3}$ мм. Следовательно, дополнительное раскрытие существующих и растущих трещин в напорной грани бетона происходит в основном за счет увеличения растягивающих консольных напряжений.

Выводы

1. Развитие краевых трещин в бетоне напорной грани плотины определяют два силовых фактора:

консольные напряжения в бетоне и гидростатический напор в полости трещины. Приблизительный учет этих факторов можно осуществлять с помощью выражения (12), полученного с привлечением линейной механики разрушения.

2. Краевые трещины, развивающиеся в бетоне под воздействием критических значений гидростатического напора и растягивающих консольных напряжений, являются неустойчивыми.

3. С наибольшей вероятностью началом развития магистральной трещины в бетоне первого столба может служить контактный строительный шов между блоками бетонирования, который характеризуется меньшим значением критического коэффициента интенсивности напряжений K_{IC} по сравнению с монолитным бетоном.

Список литературы

1. Варданян Г. С. и др. Сопротивление материалов с основами теории упругости и пластичности. — М.: АСВ, 1995.
2. Зайцев Ю. В., Окольников Г. Э., Доркин В. В. Механика разрушения для строителей. — М.: МГОУ, 2007.
3. Каркашадзе Г. Г. Механическое разрушение горных пород. — М.: МГУ, 2004.
4. Колесников Ю. В., Морозов Е. М. Механика контактного разрушения. — М.: ЛКИ, 2007.
5. Партон В. З. Механика разрушения: от теории к практике. — М.: ЛКИ, 2007.
6. Пермякова Л. С., Епифанов А. П., Стефаненко Н. И. Состояние напорного фронта Саяно-Шушенской плотины после завершения ремонтных работ по снижению его водопроницаемости // Гидротехническое строительство. 2008. № 1. С. 9 – 13.
7. Пестриков В. М., Морозов Е. М. Механика разрушения твердых тел. — СПб.: Профессия, 2002.
8. Стефаненко Н. И., Затеев В. Б., Пермякова Л. С. и др. Поведение Саяно-Шушенской плотины после катастрофического разрушения здания ГЭС // Гидротехническое строительство. 2010. № 1. С. 5 – 10.
9. Тетельмин В. В. О механизме гидравлического разрыва скальных пород при цементации // Изв. ВНИИГ. 1977. Т. 117. С. 51 – 57.
10. Тетельмин В. В. Специальные вопросы инъекционного закрепления скальных пород. — Л.: Энергия, 1978.
11. Тетельмин В. В., Уляшинский В. А. Техногенные воздействия и процессы в скальных основаниях плотин. — М.: Энергоатомиздат, 1990.
12. Черепанов Г. П. Механика хрупкого разрушения. — М.: Наука, 1974.
13. Пак А. П., Трапезников Л. П., Шерстобитова Т. П. и др. Экспериментально-теоретическое определение критической длины трещины для бетона // Изв. ВНИИГ. 1977. Т. 116. С. 50 – 54.
14. Ртищев А. Д., Сулимов В. С., Бранцевич Г. В. О несущей способности бетона при разрушении. СПб.: ВНИИГ, 2008.
15. Эйби М., Джонс Д. Конструкционные материалы. Полный курс. — М.: ИД “Интеллект”, 2010.

Рыбоохранный комплекс для морской энергетической установки

Иванов А. В., доктор техн. наук (ОАО “Институт Гидропроект”), Введенский О. Г., кандидат техн. наук (МарГТУ), Султанова Е. Ф., инженер (ОАО “НИИЭС”)

Излагаются основные принципы работы пионерного рыбоохранного комплекса в составе приливной электростанции. Комплекс содержит рыбопропускной, рыбозащитный и рыбообитаемый блоки, дополняющие друг друга. Такое конструктивно-технологическое решение позволяет организовать защиту рыб от попадания в агрегаты приливной электростанции и их проход через ее створ в обоих направлениях.

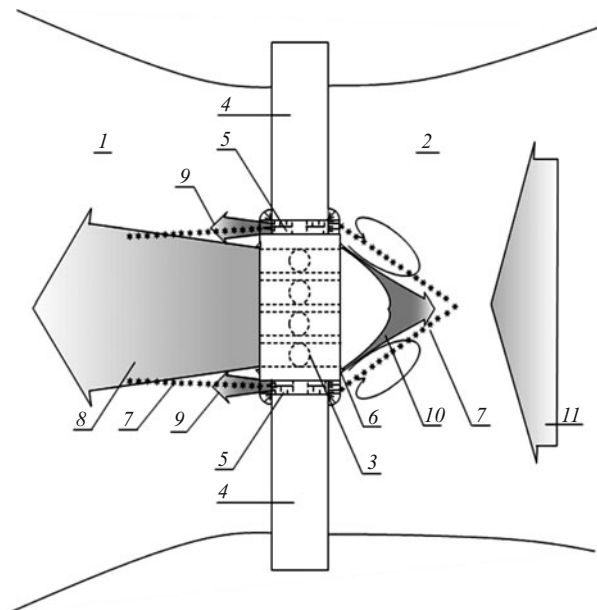
Ключевые слова: приливная электростанция; рыбоохранный комплекс; рыбопропускной, рыбозащитный и рыбообитаемый блоки; агрегатный блок.

Приливная электростанция (ПЭС) для выработки электрической энергии использует энергию морских приливов. С этой целью плотиной отсекают от моря залив (бассейн), в котором приливно-отливной водообмен обеспечивают пропуская воду через водовод агрегатного блока ПЭС, при этом бьефы гидроузла периодически меняются местами, т.е. во время прилива уровень воды моря выше, а во время отлива — ниже уровня воды бассейна. Такой режим создает периодичность течения воды через створ в противоположных направлениях — из моря в бассейн и, наоборот, из бассейна в море. Отверстия транзитного водовода агрегатного блока попеременно выполняют водоприемную и водовыпускную функции [1]. Такое конструктивно-технологическое решение ПЭС оказывает существенное влияние на характер миграций (нагульных, зимовальных, нерестовых) рыб и других водных организмов в районе ее действия.

Для снижения воздействия приливной электростанции на водные биологические ресурсы необходимо в ее составе предусмотреть комплекс сооружений, обеспечивающих свободный и безопасный проход водных обитателей через створ станции. В настоящее время достаточно подробно изучен вопрос о пропуске рыб через речные гидроузлы. Однако специфика ПЭС не позволяет использовать известные конструкции речных сооружений без адаптации к морским условиям. Дело в том, что в отличие от нерестового рыбопропуска через речные гидроузлы при рыбопропуске через створ морской ПЭС половозрелые особи ведут еще, а “покатная” молодь — уже морской образ жизни. Перемещаясь в необходимом направлении, мигранты используют особенности приливно-отливного характера морских течений, поэтому могут двигаться как навстречу, так и по течению, используя его в качестве транспортного средства. При этом приоритетным для них является не направление скорости морских течений, а достижение определенных жизненно важных участков акватории.

Для того чтобы морские обитатели могли совершать замкнутый цикл нерестово-нагульных миграций, необходимо обеспечить беспрепятственный и безопасный проход мигрантов через створ ПЭС. С этой целью в составе гидроузла необходимо предусмотреть комплекс рыбоохранных сооружений, выполняющий одновременно и рыбопропускную и рыбозащитную функции. Для этого наиболее целесообразным представляется комбинированный рыбоохранный комплекс, состоящий из рыбозащитного, рыбопропускного и рыбообитаемого блоков, которые связаны как друг с другом, так и с агрегатным блоком работающей ПЭС. Взаимно дополняя друг друга, рыбопропускной, рыбообитаемый и агрегатный блоки обеспечивают отведение рыб от рыбозащитного блока, который совместно с рыбообитаемым блоком направляет, а агрегатный блок привлекает рыб в рыбопропускной блок, при этом рыбопропускной, рыбозащитный и агрегатный блоки являются средствами доставки мигрантов в рыбообитаемый блок [2]. Такая технологическая схема обеспечения безопасной биопроницаемости ПЭС может быть достигнута при следующем конструктивно-технологическом решении отдельных функциональных блоков, составляющих рыбоохранный комплекс (рисунок).

Агрегатный блок ПЭС имеет в своем составе многониточный транзитный агрегатный водовод, водопропускные отверстия которого в условиях приливно-отливного характера водных течений через створ ПЭС попеременно выполняют водозаборную и водовыпускную функции. Водозаборная функция, с одной стороны, обеспечивает условия для ската пассивных мигрантов по прилегающей к ПЭС акватории, а с другой — создает риск затягивания их в агрегаты. Водовыпускная функция формирует в водоеме обширный шлейф водного течения, привлекающего мигрантов. При изменении направления течения воды на противоположное меняется также и функциональное назначение соответствующих отверстий агрегатного блока.



Рыбоохранный комплекс приливной электростанции:

1 — море; 2 — бассейн; 3 — агрегатный блок; 4 — плотина; 5 — рыбопропускной блок; 6 — рыбозащитный блок; 7 — рыбообитаемый блок; 8 — течение из агрегатного блока; 9 — привлекающее рыб течение из рыбопропускного блока; 10 — рыбозащитное течение; 11 — водозаборное течение в агрегатный блок

Многониточный рыбоход рыбопропускного блока включает в условиях приливо-отливного характера водных течений, вне зависимости от перепада уровней воды на ПЭС, обеспечивает пропуск рыб через створ электростанции в обоих направлениях хотя бы по одной из рыбоходных ниток. Для этого рыбоход содержит многониточный водопропускной тракт, в котором размещен регулятор скорости, выполненный в виде системы симметрично расположенных и одинаково обтекаемых противоположно направленными течениями ориентиров и убежищ, выполняющих функцию гасителей скорости потока. Ориентиры и убежища состоят из элементов искусственной шероховатости, разделительных стенок с вплывными окнами и направляющими элементами. Стенки разделяют водопропускной тракт на многониточные блоки с маршевыми камерами, распределяющими общий перепад на ПЭС на каскад локальных перепадов. Причем нитки каждого блока включают разное количество маршевых камер, поэтому независимо от перепада между бьефами ПЭС он в одной из ниток распределяется на каскад преодолимых для мигрантов перепадов и в этой нитке формируется течение с привлекающими их скоростями. Между блоками устроены единые для всех ниток смежных блоков камеры отдыха, обеспечивающие мигрантам возможность перехода из одной нитки в другую [3, 4].

С боков к водопропускному тракту примыкают наклонные пандусы, служащие для его сопряжения

с дном водоема. Пандусы тоже оборудованы донными ориентирами и убежищами в виде искусственной шероховатости.

Рыбозащитный блок представляет собой систему устройств, которыми оборудованы водопропускные отверстия агрегатного водовода ПЭС. Каждое из устройств предназначено для предотвращения попадания покатников в агрегат ПЭС в период выполнения соответствующим отверстием водоприемной функции. Так как водоприемную функцию попеременно выполняют противоположные отверстия агрегатного блока, то рыбозащитные устройства должны быть размещены по обе стороны агрегатного блока, т.е. и со стороны бассейна, и со стороны моря. Но поскольку попасть в агрегаты ПЭС в наибольшей степени рискуют покатники, мигрирующие из бассейна в море, то, в зависимости от ихтиологической ситуации в районе ПЭС, целесообразно размещение рыбозащиты только со стороны бассейна. Собственно рыбозащитное устройство представляет собой систему струегенераторов, сопла которых обрамляют водоприемные окна агрегатного блока и создают водоструйную завесу, направленную вдоль протяженных гряд рыбообитаемого блока [5].

Рыбообитаемый блок включает систему ориентиров, объединенных в протяженные рифовые гряды, в которых созданы условия, отличные от окружающей обстановки в водоеме и благоприятные для восстановления ориентации и обитания резидентов, а также самостоятельного продвижения мигрантов в заданном направлении [6]. Наиболее целесообразным представляется выполнение протяженных гряд-ориентиров из произвольно устанавливаемых в рабочее положение железобетонных объемных многолучевых конструкций — тетраподов или гексаподов. В зависимости от интенсивности миграций через рыбообитаемый блок гряды могут быть выполнены многониточными [7].

Таким образом, рыбоохранный комплекс гидроузла ПЭС состоит из агрегатного блока и сопрягающих его с берегами глухих плотин, между которыми размещен рыбопропускной блок, являющийся одновременно рыбоотводящим трактом водоструйных устройств рыбозащитного блока, которым оборудованы водопропускные отверстия агрегатного блока. В зоне непосредственного действия ПЭС возможные трассы миграций морских обитателей обустроены протяженными грядами-ориентирами рыбообитаемого блока, проложенными к ниткам рыбопропускного блока [2].

Работа рыбоохранного комплекса ПЭС основана на использовании особенностей миграций рыб в морских заливах и заключается в следующем. В зоне действия ПЭС обитают как резиденты, совершающие кормовые миграции, так и мигранты —

производители и покатники. Совершая кормовые или нерестовые миграции из моря в залив и обратно, они активно подплывают или пассивно скатываются к гидроузлу ПЭС. При этом мигранты придерживаются береговой линии или движутся в морских течениях, скорости которых оптимальны для миграций. Поэтому трассы их перемещений перед ПЭС проходят либо вдоль берега и далее вдоль глухой плотины в направлении агрегатного блока, либо по границе распределения водного шлейфа, сформированного работающей ПЭС. В обоих случаях мигранты проходят в зоне примыкания глухой плотины к агрегатному блоку, именно здесь и размещен вход в рыбопропускной блок. Для упрощения нахождения в створе гидроузла вход в рыбопропускной блок оборудован пандусом, к которому примыкают протяженные гряды-ориентиры искусственного рифа. Они расположены поперек трассы приплотинных миграций, являясь визуальными и реоградиентными ориентирами, вдоль которых распространяется привлекающий шлейф, сформированный спутными течениями из агрегатного и рыбопропускного блоков. Приблизившись к ним мигранты скапливаются у ориентиров и направляются вдоль них ко входу в многониточный рыбопропускной блок. Причем активные мигранты самостоятельно движутся навстречу привлекающему течению, а пассивные — пассивно используют его в качестве транспортного средства.

Доставку пассивно скатывающихся мигрантов ко входу в рыбопропускной блок обеспечивает также рыбозащитный блок, который предотвращает их попадание в агрегатный блок. Водоструйные устройства рыбозащитного блока обрамляют агрегатный блок водоструйной завесой, формируя перед ним гидравлический режим течений, при котором скорость перетекания воды в водозабор не превышает, а скорость потока, направляющего рыб в безопасное место, превышает критические значения для покатников. При этом водоструйная завеса распространяется вдоль протяженных гряд рыбообитаемого блока, препятствуя таким образом выходу рыб из него в опасную водозаборную зону перед агрегатным блоком. Сформированное совместным воздействием водозаборного и рыбозащитного течений обтекание конструкций рыбообитаемого блока создает благоприятные условия для движения мигрантов в сторону рыбопропускного блока, в котором в специально формируемых для этого водных течениях начинается их принудительный перевод из одного бьефа в другой. В данном случае рыбопропускной блок выполняет функцию рыбоотвода совместно действующих рыбозащитного и рыбообитаемого блоков.

Благодаря тому что каждая из ниток рыбопропускного блока имеет различное число маршевых

камер — регуляторов скорости, в них одновременно формируются различные режимы транзитного течения, поэтому вне зависимости от величины перепада между бьефами мигранты могут выбрать нитку с наиболее подходящей скоростью для движения. Поскольку уровенный и, следовательно, скоростной режимы на ПЭС постоянно изменяются и оптимальные для дальнейшего движения гидравлические условия могут сформироваться в другой нитке, необходимо обеспечить мигрантам возможность самостоятельного перехода в новую нитку. Эту возможность они получают, выйдя из многониточного блока в переходную камеру отдыха, общую для всех ниток смежных блоков.

Регуляторы скорости, выполненные в виде ориентиров, убежищ и элементов искусственной шероховатости, также позволяют обеспечить благоприятные условия для продолжительного пребывания мигрантов в нитках рыбопропускного блока в ожидании оптимального скоростного режима течения. Так, при увеличении перепада между бьефами, обуславливающим повышение транзитной скорости течения в нитке выше преодолимых значений, мигранты, не скатываясь из нее, могут переждать неблагоприятный период, опустившись к донным убежищам искусственной шероховатости, среди которых скорость течения ниже скорости в более верхних слоях воды. При сравнении уровней бьефов скорость привлекающего течения снижается, что позволяет активным мигрантам с меньшими энергетическими затратами закончить передвижение по нитке, а покатникам перейти либо на активный скат и самостоятельно выйти из него, либо остаться среди убежищ в ожидании более подходящего сносящего течения.

Симметричное выполнение элементов регулятора скорости позволяет сформировать оптимальные условия для прохода мигрантов по рыбопропускному блоку в обоих направлениях, поэтому при перемене направления течения воды на противоположное через рыбопропускной блок в нужном направлении проходят мигранты, накопившиеся у пандусов и гряд-ориентиров и предрасположенные к движению в необходимом направлении заданным способом, т.е. самостоятельно против течения или пассивно по течению.

Таким образом, в рыбопропускном блоке вне зависимости от перепада уровней на ПЭС постоянно хотя бы в одной из ниток создается скорость течения воды, благоприятная для перемещений мигрантов в заданном направлении, либо создаются условия для их отдыха и ожидания подходящего течения для продолжения как активных, так и пассивных передвижений из одного бьефа гидроузла в другой. В то же время в грядах-ориентирах создаются благоприятные условия для ориентации и

обитания. Непредрасположенные к продолжительным миграциям резиденты, потеряв ориентацию, могут быть затянуты водозаборным течением в агрегатный блок. С помощью водоструйной завесы рыбозащитного блока они не допускаются в ПЭС и получают возможность воздержаться в искусственном рифе рыбообитаемого блока от дальнейшего ската в период действия водозаборного течения, не скатываясь при этом ко входу в рыбопропускной блок. При изменении течения через агрегатный блок на обратное резиденты могут дальше обитать в благоприятных условиях искусственного рифа или же скатиться на удаленные от ПЭС безопасные участки акватории.

Оборудование приливной электростанции единым многокомпонентным рыбоохранным комплексом, элементы которого дополняют друг друга позволяет организовать защиту резидентов и покатных мигрантов от попадания в агрегаты ПЭС и проход активных и пассивных мигрантов через ее створ в обоих направлениях в соответствии с их предпочтениями в данный момент.

Список литературы

1. *Приливные электростанции* / Бернштейн Л. Б., Силаков В. Н., Гельфер С. Л., Кузнецов Н. Н. и др. — М.: Энергоатомиздат, 1987.
2. Пат. 84867 РФ, E02B 8 / 08. Рыбоохранный комплекс ПЭС / Иванов А. В., Введенский О. Г., Гаврилов В. Г., Гудков И. В. и др. // Бюллетень изобретений. 2009. № 20.
3. А.с. 1557249 СССР, E02B 8 / 08. Рыбоход / Малеванчик Б. С., Иванов А. В. // Бюллетень изобретений. 1990. № 14.
4. Пат. 84866 РФ, E02B 8 / 08. Рыбоход ПЭС / Иванов А. В., Введенский О. Г., Гаврилов В. Г., Гудков И. В. и др. // Бюллетень изобретений. 2009. № 20.
5. Пат. РФ 2219308. Рыбозащитное устройство / Иванов А. В., Филиппов Г. Г., Эрслер А. Бюллетень изобретений. 2003. № 35.
6. Пат. 57758 РФ, E02B 8 / 08, A01K 61 / 00. Рыбозащитное убежище / Иванов А. В., Филиппов Г. Г. // Бюллетень изобретений. 2007. № 33.
7. Пат. 68530 РФ, E02B 8 / 08, A01K 61 / 00. Рыбообитаемое убежище / Иванов А. В., Филиппов Г. Г. // Бюллетень изобретений. 2007. № 33.
8. *Ivanov A. V., Philippov G. G., Usachev I. N., Gavrilov V. G., Fishpassing facilities at the Severnaya tidal power plant* // Hydro Power & Dams. Marine Energy, Special supplement. 2009.

Исследование фильтрационных течений в верховом клине грунтовой плотины

Логинов В. А., государственный инспектор (Средне-Поволжское управление
Федеральной службы по экологическому, технологическому и атомному надзору),
Шабанов В. А., кандидат техн. наук, профессор (Самарский государственный
архитектурно-строительный университет)

Приводятся результаты исследований фильтрационного потока в верховом клине плотины при быстрой сработке уровня водохранилища. С помощью полученных математических выражений можно построить гидродинамическую сетку в откосе и рассчитать силы, действующие на частицы грунта в соответствующий момент времени.

Ключевые слова: грунтовые плотины, сработка водохранилища, быстрое снижение уровня, гидродинамические силы, устойчивость откосов, фильтрация, целевая модель.

Исследования вопросов, связанных с устойчивостью напорных откосов грунтовых плотин при быстрой сработке уровня водохранилища, в настоящее время весьма актуальны. Быстро срабатываются водохранилища и на гидроузлах суточного регулирования, и при аварийных сбросах в нижний бьеф, и при откачке обводненных котлованов. Анализ работы верхового клина плотины при быстром опорожнении водохранилища показал, что его устойчивость значительно снижается за счет действия гидродинамических сил, направленных в сторону верхнего бьефа. Методика определения направления гидродинамических сил, построения линий тока и линий равных напоров в условиях нестационарной фильтрации при быстром сниже-

нии уровня водохранилища еще недостаточно проработана.

Для дальнейшего изучения этих явлений нами были проведены исследования влияния быстрого снижения уровня воды в водохранилищах на устойчивость напорных откосов грунтовых плотин с ядром на моделях. Для исследований процесса использовалась «целевая» модель. Это особый вид модели, в которой исследование фильтрации основано на аналогии между ламинарным движением жидкости между двумя параллельными пластинками и плоской фильтрацией в грунте. Впервые она использовалась Е. А. Замариным при изучении фильтрации [1].

Поток жидкости в тонкой щели образованной пластинками, при осуществлении соответствующей

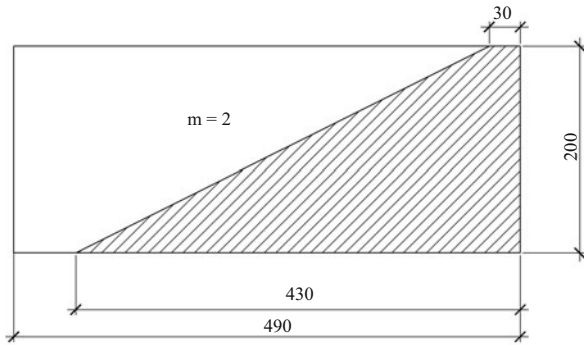


Рис. 1. Схема установки

щих граничных условий, является моделью фильтрационного потока. Граничные условия на щелевой модели осуществляются тем же путем, как и на модели, выполненной из грунта. На непроницаемых частях граничного контура щель преграждается непроницаемой для жидкости перегородкой. На частях граничного контура, где напор является постоянным, тонкая щель обрывается, переходя в широкую щель, играющую роль открытого водоема. Что касается кривых депрессии и поверхностей высачивания фильтрационного потока на откос, то они образуются на щелевой модели сами собой. Этот метод позволяет фиксировать “траекторию” движения частицы жидкости в любой области откоса.

Размеры модели определяются габаритами лаборатории и удобством наблюдения за экспериментом. Нами выбрана модель высотой 20 см и заложением откоса 1:2 (рис. 1). Ширина щели откоса — 1,3 мм, бьефа — 5,3 мм. На рис. 1 зона исследования показана штриховкой (напорный откос плотины). Щель, в которой протекает жидкость, ограничена с одной стороны смотровым стеклом, а с другой — профилем плотины (модель откоса), выполненным из стекла. При проведении эксперимента жидкость перетекает из области с малой шириной щели (1,3 мм) в более широкую. Этот процесс подобен фильтрации в реальном грунте.

В случае исследования безнапорной фильтрации, когда масштаб напоров берется равным линейному масштабу, напор в любой точке фильтрационного потока природы выражается через напор в соответствующей точке модели по формуле

$$h_n = \alpha_l h_m,$$

где α_l — линейный масштаб; h_n — напор на натурном объекте; h_m — напор на модели.

Остановимся на моделировании неустановившейся плоской безнапорной фильтрации в щелевом лотке. При этом следует считать, что коэффициент пористости щелевой модели $m_M = 1$, так как жидкость непрерывно заполняет щель. Вследствие это-

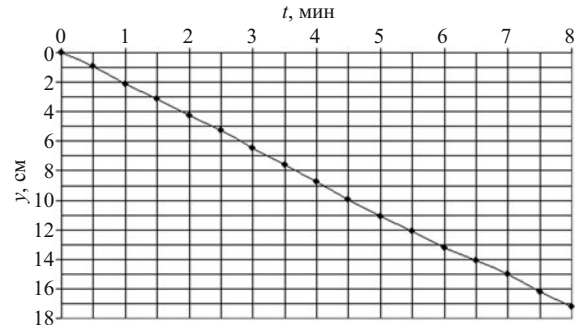


Рис. 2. График снижения уровня

го масштаб времени определяется из таких предпосылок [1]:

$$\alpha_t = \frac{a_l m_n}{\alpha_k} = a_l \frac{n m_n}{k},$$

где n — коэффициент проницаемости щели (аналог коэффициента фильтрации грунта); k — коэффициент фильтрации реального грунта; α_k — масштабный коэффициент.

При изготовлении модели в щелевом лотке необходимо иметь гладкую ровную поверхность. Подвод и отвод жидкости к модели осуществляются при помощи специальных отверстий в нижней части лотка.

Масштабы моделирования определяются исходя из условия одинаковости типа течения на модели и в натуре. В обоих случаях течения должны быть ламинарными.

Для моделирования необходимо подобрать такую жидкость, вязкость которой удовлетворяла бы условиям подобия. Задав линейный масштаб и масштаб скорости, мы можем определить характеристики рабочей жидкости. Коэффициент кинематической вязкости рабочей жидкости должен быть равен $\nu = 5,5 \cdot 10^{-5} \text{ (м}^2/\text{с)}$.

Эксперимент проводился следующим образом. В собранную установку заливалась рабочая жидкость до зафиксированного уровня. Опыт начинался при открытии сливного отверстия. Одновременно начинался отсчет времени. При понижении уровня водохранилища положение кривой депрессии (линия, разделяющая грунт в сухом и насыщенном водой состоянии) начинало изменяться, образовывалась высота высачивания (разница между точкой выхода фильтрационного потока на откос и уровнем воды в водохранилище). Положение кривой депрессии, уровня жидкости в водохранилище и положение частиц в определенные моменты времени фиксировались на смотровом стекле модели маркером. Затем координаты всех точек переносились на чертеж.

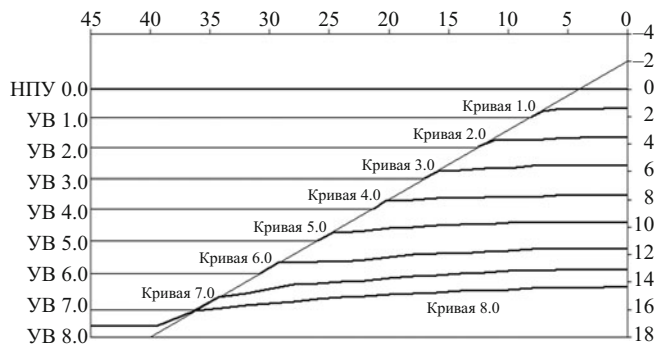


Рис. 3. Положения кривых депрессии при сработке водохранилища

Определение скорости снижения уровня воды в водохранилище производилось путем фиксирования положения уровня жидкости через заданный интервал времени до полного снижения уровня моделируемого бьефа. Скорость снижения жидкости на модели можно регулировать изменением пропускной способности сливного отверстия.

Определение положения кривой депрессии производилось путем фиксирования ее положения в заданные моменты времени, а определение траекторий движения фильтрационного потока — при помощи красителей и нерастворимых частиц.

Во время проведения эксперимента определен график сработки водохранилища в 9 опытах для 16 моментов времени (рис. 2).

Полученная на модели кривая снижения уровня с достаточной точностью соответствует стандартной кривой понижения уровня в бассейне ГАЭС.

На рис. 3 представлены кривые депрессии, полученные опытным путем, с интервалом в 1 мин. В этом же опыте определялась высота высачивания фильтрационного потока на откос.

Траектории движения фильтрационного потока получены при наблюдении за движением нерастворимых частиц, помещенных в поток (частицы жидкости). Анализ их движения позволил разделить фильтрационный поток на две зоны (рис. 4). Траек-

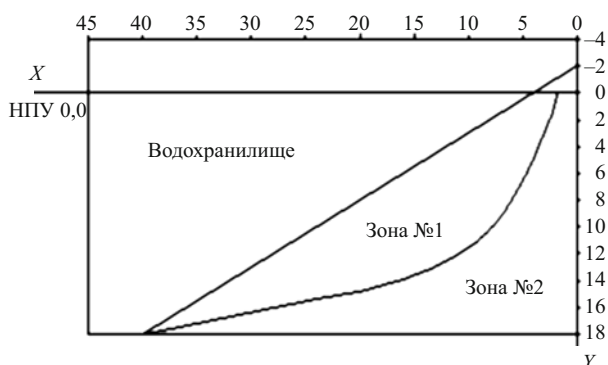


Рис. 4. Разделение фильтрационного потока на зоны:

1 — частицы потока, которые “вышли” на откос; 2 — частицы потока, которые на момент опорожнения водохранилища так и не покинули откос

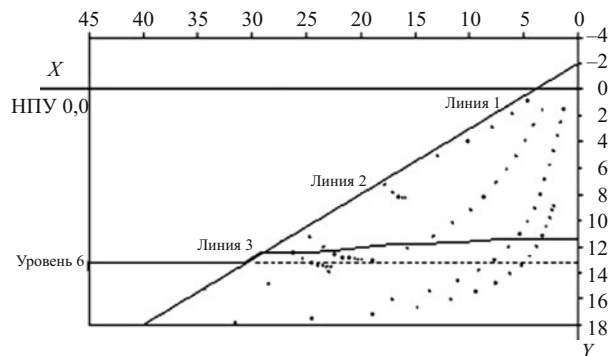


Рис. 5. Опыт с частицами на “щелевой” модели

тории первой группы частиц выходят на откос в области высачивания фильтрационного потока. Вторая группа частиц постоянно находится внутри откоса, проделывая путь по направлению к верхнему бьефу при опорожнении и обратно при наполнении водохранилища. Условная линия разделяет два типа движения жидкости.

Рассмотрим траектории движения частиц в неподвижной системе координат по принятым областям трансформирования. В зоне 1 составляющие скорости направлены преимущественно горизонтально, а при подходе к грани откоса фильтрационный поток делится на два направления: с разгрузкой под уровень воды (перпендикулярно откосу) и выше уровня (по касательной к откосу) — на откос в зоне высачивания. В зоне 2, особенно в начальный момент времени, вертикальная составляющая скорости значительно больше горизонтальной. Такое направление движения фильтрационного потока не оказывает влияние на снижение устойчивости откоса, даже наоборот, удерживает его. Ближе к конечному моменту времени направление изменяется и горизонтальная составляющая скорости начинает превышать вертикальную. В это время формируется максимальная высота высачивания фильтрующейся воды на откос.

Скорость фильтрационного потока в данной точке определялась по траекториям движения частиц жидкости:

$$v_x = \frac{\Delta x}{\Delta t}; v_y = \frac{\Delta y}{\Delta t},$$

где Δt — промежуток времени, определяемый через 10 с.

Экспериментально определялись траектории $x = x(t)$; $y = y(t)$, которые являются параметрическими уравнениями движения частиц.

Рассматривались частицы, расположенные в начальный момент времени на различной глубине (начальные координаты расположены на трех линиях, проведенных по высоте откоса). Траектории не-

скольких частиц в координатах ХОУ показаны на рис. 5.

Экспериментально установлено, что зависимость $y = y(t)$ фактически повторяет график снижения уровня бьефа и может быть представлена в виде полинома первой степени $y = m + nt$, а $x = x(t)$ носит сложный характер. Именно скорость вдоль оси x существенно влияет на устойчивость частиц грунта на откосе.

Обработка данных велась на математическом процессоре “Maple 10” фирмы “Waterloo Maple Inc”. Аппроксимация данных проводилась несколькими видами функций, в том числе полиномом третьей степени; однако наилучшее описание дала функция, отражающая физический смысл процесса фильтрации:

$$x = a + be^{ct} + dt.$$

Коэффициенты a , b , c , d для каждой траектории имеют свои значения. Получено следующее уравнение движения частицы по одной из траекторий:

$$x = 0,9252 + 0,1045\exp(0,5952t) + 0,4929t.$$

Коэффициенты a , b и d определялись методом множественной корреляции. Несмотря на то что результаты аппроксимации оказались достаточно представительными, есть сомнения в точности полученного коэффициента экспоненты c [2].

Нами было выдвинуто предположение: поскольку измерения содержат ошибки и являются случайными величинами и эти ошибки нормально распределены с нулевым математическим ожиданием, то и все коэффициенты аппроксимирующей кривой являются также случайными величинами. В первую очередь это относится к коэффициенту c .

Для проверки результатов приближения использовался следующий прием. Была изъята начальная

точка, вычислены коэффициенты аппроксимирующей функции. Затем была изъята следующая точка и вновь вычислены коэффициенты и так далее. Получили достаточно точек для статических расчетов, при том последние вычисления коэффициентов опирались на 9 точек.

Проверка гипотезы о том, что коэффициенты c являются выборкой из некой генеральной совокупности, позволила установить, что доверительный интервал изменения этого коэффициента (при 0,95 достоверности) находится в пределах 0,54 – 0,60. Расчеты коэффициента c , выполненные по приведенной методике, для других траекторий показывают, что их значения укладываются в указанный интервал.

Остальные коэффициенты уравнения не столь сильно зависят от неточностей измерения и могут быть определены путем однократной аппроксимации точек при ранее найденном значении показателя экспоненты.

Выводы

1. В результате исследований фильтрационного потока в верховом клине плотины при быстрой сработке бьефа найдены математические выражения траекторий частиц жидкости.

2. С помощью полученных математических выражений можно построить гидродинамическую сетку в откосе и рассчитать силы, действующие на частицы грунта в соответствующий момент времени.

Список литературы

1. Аравин В. И., Нумеров С. Н. Теория движения жидкостей и газов в недеформируемой пористой среде. — М.: Гос. изд-во технико-теоретической литературы, 1953.
2. Лайцюш К. Практические методы прикладного анализа: Справочное руководство. — М.: Гос. изд-во физико-математической литературы, 1961.

Поздравление Валентину Валентиновичу Берлину

11 июля 1911 г. исполнилось 75 лет со дня рождения профессора Московского государственного строительного университета Валентина Валентиновича Берлина.

В. В. Берлин родился в Тбилиси, где окончил школу с золотой медалью. В школьные годы побывал вместе с отцом, главным электриком Тбилгидропроекта, на многих действовавших и строившихся ГЭС Грузии. Полученные впечатления определили выбор профессии. После окончания в 1959 г. факультета гидротехнического строительства МИСИ работал на строительстве Ладжанурской ГЭС мастером на подземных работах, инженером ПТО, инженером в тресте “Грузгидроэнергострой”. С 1962 г. работал в МИСИ инженером, научным сотрудником, с 1989 г. – руководителем научно-исследовательской лаборатории динамики напорных систем и гидроагрегатов, с 1998 г. – профессором кафедры использования водной энергии Московского государственного строительного университета. В 1977 г. защитил кандидатскую диссертацию. В 1991 г. был соучредителем предприятия по исследованиям, проектированию и строительству объектов гидроэнергетики “Белый уголь”, сыгравшего заметную роль в подготовке научных кадров для таких направлений гидроэнергетики, как математическое моделирование и разработка программ расчетов гидромеханических переходных процессов, проектирование малых ГЭС, модельные исследования узлов напорных систем, натурные испытания гидроагрегатов. С 1991 г. – директор ООО “Белый уголь” по совместительству.

При участии В. В. Берлина, а затем под его руководством выполнены исследования для десятков крупных отечественных и зарубежных ГЭС (Ингурская, Колымская, Нижнечерекские, Байпазинская, Камбаратинские, Сангтудинская, Рогунская, Тери, Яли, Секаман, Донгнай-3 и -4, Шонла, Секонг-4, Намконг-1, Загорская ГАЭС-2, Зеленчукская ГЭС-ГАЭС и др.), позволившие оптимизировать конструктивные параметры напорных систем. Проведены натурные испытания Перепадной, Ладжанурской, Храмской-2, Павловской, Кубанских, Сенгилеевской, Бухтарминской, Зейской, Верхнетериберской, Курейской и других ГЭС, ортогонального агрегата Кислогубской ПЭС, насосных станций Курской АЭС и каналов имени Москвы, Иртыш – Караганда, Каршинского магистрального. Созданы компьютерные программы для расчетов гидромеха-



нических переходных процессов, используемые производителями гидротурбин в нашей стране и за рубежом.

В последнее десятилетие разработаны компьютерные модели систем охлаждения и технического водоснабжения атомных электростанций. Расчеты переходных процессов, выполненные для систем ТВС АЭС Куданкулам в Индии, Белене в Болгарии, энергоблоков Нововоронежской и Ростовской АЭС, позволили скорректировать параметры оборудования и конструкции напорных систем.

В. В. Берлин опубликовал более 80 научных работ, в том числе монографию (в соавторстве), которые посвящены исследованиям динамических характеристик гидротурбин, регулировочных характеристик при параллельной работе, разработке критериев качества регулирования мощности агрегатами ГЭС с высокой инерционностью напорных водоводов, методике расчетов гидромеханических переходных процессов в гидроэнергетических и насосных установках, исследованиям устойчивости режимов ГЭС с уравнительными резервуарами, проектированию малых ГЭС. Участвовал в разработке современного подхода к проектированию напорных систем ГЭС с длинными напорными водоводами, существенно снизившего стоимость строительства напорностанционных узлов и реализованного на четырех Кубанских, Нурекской, Верхнетериберской, Хоабинь и других ГЭС.

Валентин Валентинович читает лекции по тематике оборудования ГЭС, ГАЭС и насосных станций, использования ЭВМ для решения инженерных задач; руководит практикой, курсовым и дипломным проектированием. Является членом ученого совета факультета ГСС МГСУ, научно-технических советов ряда организаций; участвует в экспертизе проектных решений; работал в составе экспертной комиссии Ростехнадзора.

В. В. Берлин удостоен звания лауреата премии Минвуза СССР и ЦК профсоюза за лучшую научную работу 1980 г., а также звания “Почетный энергетик” (1996 г.); награжден медалями “Ветеран труда” и “В память 850-летия г. Москвы”, золотой медалью МГСУ.

Редколлегия журнала “Гидротехническое строительство”, друзья и коллеги сердечно поздравляют Валентина Валентиновича Берлина с юбилеем и желают ему крепкого здоровья и дальнейших творческих успехов.

Поздравление Александру Евгеньевичу Баранову

14 июня 2011 г. исполнилось 60 лет инженеру-гидротехнику, кандидату технических наук, главному инженеру — заместителю генерального директора ОАО “Мособлгидропроект” Александру Евгеньевичу Баранову.

После окончания в 1973 г. гидротехнического факультете Московского инженерно-строительного института им. В. В. Куйбышева А. Е. Баранов был направлен на работу в головной институт “Гидропроект” им. С. Я. Жука, где прошел путь от инженера гидротехнического отдела до первого заместителя главного инженера института.

А. Е. Баранов в должности инженера и старшего инженера принимал участие в проектировании бетонных сооружений Усть-Илимской ГЭС, работал в проектной группе на строительстве ГЭС Хадита в Иракской Республике. В должности заместителя главного инженера проекта занимался проектированием плотины Богучанской ГЭС, МГЭС Дургунской в Монголии, ГЭС Тишрин в Сирии.

Во второй половине 80-х гг. прошлого века А. Е. Баранов на протяжении пяти лет возглавлял группу рабочего проектирования и авторского надзора института “Гидропроект” на строительстве Богучанской ГЭС. В середине 90-х гг. он был командирован в группу инженеров-консультантов института “Гидропроект” в Республике Иран на строительстве гидроузла имени 15 Хордада.

В должности главного инженера проекта Александр Евгеньевич работал над проектированием Хоробровской МГЭС, четырех насосных станций в Египте, ГЭС Зиатин в Тунисе.

В 1997 г. он был назначен заместителем начальника, а позже и начальником гидротехнического отдела.

Под его руководством и при активном участии осуществлялось на различных стадиях проектирование известных зарубежных и отечественных объектов гидроэнергетики: ГЭС Капанда в Анголе, ГЭС Халябия-Залябия в Сирии, ТВС АЭС Куданкулам в Индии, Рыбинская и Саратовская ГЭС (реконструкция), Загорская ГАЭС-2, Кашхатау (Советская) ГЭС.

На рубеже столетий А. Е. Баранову было поручено в качестве главного инженера проекта возглавить проектирование строительства Юмагузинско-



го гидроузла комплексного назначения на р. Белой в Республике Башкортостан.

Накопленный за годы работы инженерный и организационный опыт позволил ему совместно с коллективом проектировщиков института “Гидропроект” в сложных условиях рыночной экономики успешно справиться со сложными инженерными задачами по проектированию и сдачей объекта в постоянную эксплуатацию в 2006 г.

В 2007 г. А. Е. Баранов был назначен на должность первого заместителя главного инженера ОАО “Гидропроект” по производству. Он обеспечивал выполнение проектных обязательств института перед российскими и иностранными заказчиками; курировал проектирование Загорской ГАЭС-2, Рогунской ГЭС и других объектов.

В 2010 г. А. Е. Баранов перешел на работу в ОАО “Мособлгидропроект” на должность главного инженера — заместителя генерального директора института.

Известен его высокий научный потенциал, им опубликовано более десятка статей по гидротехнической тематике в различных журналах и сборниках.

Александр Евгеньевич входит в состав редакционной коллегии журнала “Гидротехническое строительство”, состоит членом секции Научно-технического совета НП “Гидроэнергетика”, является одним из авторов справочника “Большие плотины России”. Он награжден грамотами РАО ЕЭС России, Министерства энергетики РФ, ему присвоены почетные звания “Ветеран Гидропроекта”, “Лауреат ВВЦ”, “Заслуженный работник ЕЭС России”, “Заслуженный энергетик Республики Башкортостан”.

А. Е. Баранов является авторитетным инженером-гидротехником, обладает завидной работоспособностью, целеустремленностью, широкой инженерной и культурной эрудицией.

Коллеги и товарищи по работе, сокурсники, инженерная общественность, редколлегия журнала “Гидротехническое строительство” сердечно поздравляют Александра Евгеньевича с юбилеем и желают ему крепкого здоровья и успехов в его дальнейшей инженерной деятельности на благо отечественной гидроэнергетики.

Надежность электроснабжения

Рецензия на ст.: Анисимов А. Д., Березин В. К., Кириллов Ю. И. и др.

Через повышение качества и надежности электроснабжения — к энергоснабжению

Статья¹ затрагивает одну из важнейших тем сегодняшней гидроэнергетики — создание гидроаккумулирующих станций (ГАЭС). Россия в этом вопросе существенно отстает не только от развитых стран (США, Япония, Германия, Китай), но и от ближайших соседей (Украина). Сегодня в программу развития гидроэнергетики России заложено строительство ряда ГАЭС, о чем совершенно справедливо упомянуто в рецензируемой статье.

Необходимо отметить, что уже в течение примерно 20 лет не было публикаций, в которых выражались хотя бы малейшие сомнения в целесообразности строительства ГАЭС. Поэтому первая часть статьи, посвященная описанию положительных свойств ГАЭС, является совершенно неинформативной, поскольку все это давно и хорошо известно. Тем более это известно читателям журнала “Гидротехническое строительство”. Известна читателям журнала и главная причина, сдерживающая строительство ГАЭС в России, — отсутствие нормативной базы для оценки экономической эффективности ГАЭС. Но об этом авторы не упоминают.

Во второй части статьи авторы предлагают некоторые технические решения, позволяющие, по их мнению, существенно уменьшить стоимость и сократить сроки строительства ГАЭС. Среди них — конструкция обратимого гидроагрегата в вертикальной шахте, совмещенной с водоприемником, использование гидротехнических туннелей в качестве водоводов, использование асинхронных синхронизированных электрических машин. Авторы предлагают строительство низконапорной Высокинской ГАЭС на побережье Финского залива.

Предложенная авторами конструкция обратимого гидроагрегата, действительно, оригинальна. Нам приходилось встречаться с ее автором. В институте “Ленгидропроект” выполнялись проработки возможности применения такого гидроагрегата в проекте Ленинградской ГАЭС. К сожалению, эти проработки не подтвердили эффективность предлагаемого решения. Автор упускает из виду, что гидроагрегат — это только часть ГАЭС. Кроме гидроагрегатов на ГАЭС требуется размещение большого количества технологического оборудования — электротехнического, гидромеханического и др. Объем его существенно больше, чем на обыч-

ной ГАЭС для его размещения, а также организации коммуникаций — кабельных, трубопроводных, транспортных — требуется создание полноценного машинного зала, объединяющего все гидроагрегаты. Машинный зал, расположенный над поверхностью верхнего бассейна, получается существенно объемнее, чем аналогичное решение с его традиционным расположением вблизи нижнего бассейна. Компановка зданий и сооружений, расположенных “на берегу”, в этом случае также оказывается существенно сложнее. По этим и ряду других причин этот вариант не выдержал конкуренции с другими, оказавшимися более эффективными.

Вопросы применения туннелей в качестве водоводов неоднократно рассматривались в качестве вариантов для ЛенГАЭС и Загорской ГАЭС-2. Было проведено несколько технических советов разных уровней. Наиболее частое предложение — использование туннельных проходческих комплексов полного цикла для проходки водоводов. Неоднократный анализ этого предложения, а также зарубежный опыт показали, что это решение применимо только при длине туннелей более нескольких километров. При меньшей длине время и затраты на организацию камер ввода и вывода, монтаж комбайна и другие вспомогательные операции сводят на нет преимущества по скорости проходки туннеля. Проходка туннелей в мягких грунтах с использованием обычного механизированного проходческого щита по стоимости и по срокам возведения уступает вариантам с наземным или засыпным водоводом.

Авторы упоминают о возможности применения АС двигателей-генераторов (АСДГ). Такая возможность рассматривалась еще в проекте ЛенГАЭС 1988 г. и Загорской ГАЭС-2. Расчеты показали, что увеличение КПД в условиях указанных ГАЭС не компенсировало существенного удорожания оборудования. При переходе на более высокие напоры (как это имеет место, например, на ГАЭС в Японии) преимущества АСДГ могут оказаться существенными.

Авторы предлагают начать работы по продвижению низконапорных ГАЭС, в том числе Высокинской, в Ленинградской области. При этом они ссылаются на некие “проектные проработки”, в соответствии с которыми удельные показатели этой ГАЭС с напорами 20–30 м будут в 2 раза ниже, чем на Загорской ГАЭС-2 (напор около 100 м). Эта

¹ Гидротехническое строительство, 2011, № 5.

информация вызывает серьезные сомнения. Эффективность ГАЭС резко снижается с уменьшением напора. По этой причине сейчас в мире уже не строятся ГАЭС даже с напорами порядка 100 м. Строящиеся в настоящее время ГАЭС в основном имеют напор 200 – 600 м и более. Использование природных водоемов в качестве бассейнов не меняет эту тенденцию: стоимость обоих бассейнов в составе, например, ЛенГАЭС не превышает 15 % общей стоимости. Поэтому приводимые в статье показатели удельной стоимости Высокинской ГАЭС в размере 50 тыс. руб. на 1 кВт установленной мощности вызывают обоснованные сомнения, как и

сама возможность создания ГАЭС мощностью 1000 МВт на напорах 20 – 30 м.

Трудно согласиться с мнением авторов о наличии на побережье Финского залива, под Выборгом, озера “не имеющего хозяйственного потенциала”. Нет никаких сомнений, что попытка отчуждения земель и объектов водного фонда на этой территории под промышленное предприятие не будет одобрена муниципальными властями и тем более природоохранными организациями.

Юркевич Б. Н., первый заместитель генерального директора, главный инженер ОАО “Ленгидропроект”, кандидат техн. наук

Библиография

**О кн.: Василевский А. Г., Штильман В. Б., Шульман С. Г.
“Методы оценки надежности затворов
гидротехнических сооружений (системный анализ)”.
СПб.: ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 2010.**

Одной из важных проблем в гидроэнергетике является “солидный возраст” эксплуатируемого механического оборудования, и в частности затворов. Заменить все затворы быстро вряд ли возможно, поэтому нужна методика, позволяющая определить технико-экономические приоритеты при замене механического оборудования, что послужит основанием для разработки проектов новых затворов с оптимальными характеристиками. Вышедшая книга предлагает один из возможных способов решения подобных задач.

Сегодня методы оценки надежности и прогнозирования работоспособности сооружений и конструкций являются бурно развивающейся областью строительства и весьма востребованы. Об этом свидетельствует неуклонный рост количества научно-технических публикаций и научно-технических конференций, посвященных этой тематике, а также включение требований по надежности в технические задания на проектирование новых объектов и в нормативные документы. Применительно к гидротехническим сооружениям России необходимость анализа надежности вытекает также из положений Федерального закона “О безопасности гидротехнических сооружений”.

Таким образом, выход рассматриваемой монографии, посвященной методам оценки надежности затворов водопроводящих трактов гидротехнических сооружений, безусловно, своевременен. При этом книга также содержит и общие сведения, которые особенно полезны студентам и молодым инженерам: описаны конструкции основных типов гидротехнических затворов, приведен анализ аварий на гидротехнических сооружениях, вызванных отказами затворов, а также традиционные методы расчета затворов.

Отмечено, что расчеты по предельным состояниям, лежащие в основе существующих нормативов, приближенно учитывают вероятностный характер внешних воздействий и параметров состояния конструкции. Исходя из этого, изложен вероятностный подход к расчету водопроводящих трактов гидротехнических сооружений (ГТС), приведены критерии отказов затвора, основные положения параметрической и системной теорий надежности. Авторы обосновали выбор метода деревьев отказов в качестве основного подхода к оценке надежности затворов ГТС, сформулировали принципы построения дерева отказов. Особое внимание было уделено вопросам синтеза параметрической и системной

теорий надежности при оценке вероятностей отказов затворов.

В книге продемонстрирована возможность учета приоритета и применения статистических оценок надежности затворов с учетом восстановления работоспособности; изложены некоторые подходы к учету динамического взаимодействия затворов с жидкостью, а также методы учета влияния на надежность затворов гидродинамических и сейсмических воздействий.

В книге не только рассмотрены проблемы надежности собственно затворов как систем, но и показаны особенности применения системной теории надежности при анализе надежности и безотказной работы водопроводящих трактов ГТС.

Отдельная глава посвящена особенностям применения методов теории надежности при расчете вероятностей безотказности гидро-систем подъемных механизмов затворов как наиболее современного и перспективного типа механизма для маневрирования затворами.

Особую ценность монографии придают многочисленные примеры расчета надежности затворов и оценки вероятностей безотказной работы различных типов затворов действующих или строящихся гидравлических, тепловых и атомных электростан-

ций, а также Комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений.

Интересны предлагаемые авторами пути предотвращения аварийных ситуаций на гидротехнических сооружениях вследствие опасных отказов механического оборудования на различных стадиях жизненного цикла затворов. Весьма актуальны основные положения технического диагностирования гидротехнических затворов.

Книга имеет большое количество иллюстраций, особое место среди которых занимают многочисленные деревья отказов затворов различных типов.

Таким образом, использование приведенной в книге методики позволяет оценивать надежность и долговечность механического оборудования ГТС, выявлять критические для надежности узлы и системы, научно обоснованно вносить коррективы в конструкцию в целях повышения уровня проектных решений.

Монография будет полезной для широкого круга читателей – от студентов и аспирантов, изучающих гидротехнические сооружения и оборудование, до инженеров и научных работников, чья профессиональная деятельность связана с механическим оборудованием на любой стадии его жизненного цикла: при проектировании, изготовлении, монтаже, эксплуатации.

Дмитриев В. А., директор СПКБ “Ленгидросталь”
Шереметьев В. Н., главный инженер

Сдано в набор 23.05.2011. Подписано в печать 13.07.2011. Формат 60×84 1/8.

Печать офсетная. Печ. л. 7,5. 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”

Актуальный труд о забытых гидротехнических сооружениях

О кн.: Черных О. Н., Румянцева И. С., Алтунина В. И.

Использование водяных мельниц при восстановлении и экологической реабилитации водных систем. — М.: МГУП, 2010.

Книга посвящена водяной мельнице. Выбрав в качестве эпиграфа слова А. С. Пушкина: “Уважение к минувшему — вот черта, отличающая образованность от дикости”, — авторы, как представляется, выразили основную идею своей монографии — показать роль водяной мельницы в истории развития России и мировой цивилизации последних



Водяная мельница под Псковом

двух тысяч лет. Этот объект рассмотрен максимально подробно и грамотно. Объем работы, выполненной авторами по поиску, анализу и систематизации, поистине поражает.

Роль мельниц в обеспечении жизнеспособности народов была исключительно важна. С их помощью люди перерабатывали плоды земледелия и изготавливали муку, крупы, растительное масло, таким образом обеспечивая себя питательной и вкусной пищей. Сегодняшнее человечество в определенной степени обязано мельницам своим присутствием на Земле.

Помимо производства пищи, мельницы в течение многих столетий были единственным источником энергии для многих отраслей технического производства. Выплавка металлов, обработка дре-

весины, производство бумаги и других необходимых товаров зависит от водяных мельниц.

Наконец мельницы всегда были экологически чистыми источниками энергии, а водяные мельницы всегда имели комплексный характер использования.

Не лишним будет упомянуть и о роли водяных мельниц в формировании эстетического восприятия природы, в социальной и культурной жизни сельского и городского населения.

Авторы иллюстрировали свою книгу 65 цветными изображениями старинных и современных мельниц, а также множеством репродукций почтовых марок, выпущенных в обращение в самые последние десятилетия, что свидетельствует о росте интереса мирового сообщества к важнейшему объекту мировой истории — водяной мельнице.

Авторы обосновали современную роль водяных мельниц как объектов истории техники, рекреации, экологического обустройства территорий, а главное — как объектов для сохранения исторической па-



Старая мельница Эшер

мяти у народов разных уголков нашей страны.

По своему содержанию эта монография является очень интересным и полезным изданием.

Волшаник В. В., профессор

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., 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>