

**Открытое акционерное общество
«Федеральная гидрогенерирующая компания»
(ОАО «РусГидро»)**

**Открытое акционерное общество
«Научно-исследовательский институт энергетических
сооружений»
(ОАО «НИИЭС»)**

БЕЗОПАСНОСТЬ ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

**НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ И
ПРОИЗВОДСТВЕННЫЙ СБОРНИК**

Выпуск 18

**Москва
2012**

УДК 621.311, 624.9, 550.8

Председатель редакционного совета к. т. н. Ю.Б. Шполянский
Научный редактор к. т. н. И.В. Семенов

Безопасность энергетических сооружений. // Научно-технический и производственный сборник. Вып. 18. М.: ОАО «НИИЭС», 2012. 196 с. (цв. вкл. — 16 с.)

Настоящий сборник посвящен вопросам контроля и обеспечения безопасности грунтовых, бетонных и железобетонных сооружений и конструкций гидроузлов.

Продолжены публикации по гидрологической и экологической безопасности ГЭС и водохранилищ.

Рассмотрены результаты расчетов и экспериментальных исследований для железобетонных конструкций ГЭС, а также вопросы, связанные с безопасностью проточных трактов гидротурбин.

Редакционная коллегия надеется что опубликованные в сборнике материалы представляют интерес для специалистов в области проектирования, строительства и эксплуатации гидросооружений.

ОАО «НИИЭС», 125362, Москва, а/я 393,
Телефон: (499) 493 51 32, (499)497-21-51
E-mail: press@niies.ru

Строительный проезд, д. 7а
Факс: (499) 363 56 51

ISBN: 978-5-902144-09-0

© ОАО «Научно-исследовательский институт энергетических сооружений», 2012

БЕЗОПАСНОСТЬ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ ГОРОДА МОСКВЫ

Юзбеков Н.С., Беседин Ю.В., Филиппенко Б.М. (НИИ «ГОЧС»)

В системе комплексной безопасности города Москвы важное место принадлежит транспортной безопасности, составной частью которой является безопасность гидротехнических сооружений (ГТС).

Безопасность ГТС — состояние гидротехнических сооружений, позволяющее обеспечить защищенность транспортной деятельности, предотвратить и минимизировать вред здоровью и жизни людей, ущерб имуществу и окружающей среде, общий экономический ущерб.

К гидротехническим сооружениям относятся: плотины, здания гидроэлектростанций, водосбросные, водоспускные и водовыпускные сооружения, туннели, каналы, насосные станции, судоходные шлюзы, судоподъемники; сооружения, предназначенные для защиты от наводнений и разрушений берегов водохранилищ, берегов и дна русел рек; сооружения (дамбы), ограждающие хранилища жидких отходов промышленных и сельскохозяйственных организаций; устройства от размывов на каналах, а также другие сооружения, предназначенные для использования водных ресурсов и предотвращения вредного воздействия вод и жидких отходов.

На территории Москвы 179 гидротехнических сооружений (ГТС), 6 из которых являются ГТС 1 класса опасности. Класс опасности определяется в соответствии с Постановлением Правительства Российской Федерации от 21 мая 2007 г. № 304 «О классификации чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера» и Приказом МЧС России от 28 февраля 2003 г. № 105 «Об утверждении Требований по предупреждению чрезвычайных ситуаций на потенциально опасных объектах и объектах жизнеобеспечения», по результатам оценки возможного ущерба от разрушения ГТС.

В настоящее время одной из основных угроз для безопасности ГТС города Москвы, наряду с природными и техноген-

ными чрезвычайными ситуациями, является угроза совершения диверсионно-террористических актов.

Кроме того, большую опасность для ГТС города Москвы представляет степень их износа. В ходе проверок ГТС 1 класса установлено, что степень износа основных производственных фондов и систем защиты ГТС составляет более 65%. Из-за постоянного недостатка финансирования значительная часть ГТС не реконструировались и капитально не ремонтировались. Более 15% ГТС нуждается в реконструкции и капитальном ремонте.

Прорыв напорного фронта перечисленных ГТС может привести к прекращению судоходства по каналу имени Москвы и Москворецкой шлюзовой системе и поступления воды для города Москвы, а также нарушению обводнения реки Москвы и ее притоков, прекращению выработки электроэнергии на 3-х гидроэлектростанциях.

Важнейшими вопросами обеспечения безопасности ГТС являются соответствие состояния гидротехнического сооружения, квалификации работников эксплуатирующей организации нормам и правилам, а также готовность организации, эксплуатирующей гидротехнические сооружения, к локализации и ликвидации чрезвычайных ситуаций.

Составляющим элементом безопасности ГТС является декларирование безопасности, установленное Постановлением Правительства Российской Федерации от 6 ноября 1998 г. №1303 «Об утверждении Положения о декларировании безопасности гидротехнических сооружений».

Декларация безопасности является основным документом, обосновывающим безопасность гидротехнических сооружений, их соответствие критериям безопасности, проекту, действующим техническим нормам и правилам, а также определяющим характер и масштаб возможных аварийных ситуаций и меры по обеспечению безопасной эксплуатации.

Составлению декларации безопасности эксплуатируемых и строящихся гидротехнических сооружений должно предшествовать обследование гидротехнических сооружений, которое организуется их собственником или эксплуатирующей организацией, с обязательным участием представителей органов над-

зора. К участию в обследовании декларант привлекает по согласованию представителей МЧС России. При подготовке Декларации разрабатывается план действий по предупреждению и ликвидации чрезвычайных ситуаций на ГТС. Одновременно осуществляется подготовка Заключения о готовности организации, эксплуатирующей ГТС, к локализации и ликвидации чрезвычайных ситуаций и достаточности мер по защите населения и территорий от чрезвычайных ситуаций, организуемая территориальными органами МЧС России в соответствии с методическими рекомендациями МЧС России.

В соответствии с Методическими рекомендациями для реализации мероприятий по выдаче заключения приказом территориального органа МЧС России создаётся комиссия, председателем которой назначается заместитель начальника территориального органа МЧС России, курирующий вопросы предупреждения и ликвидации чрезвычайных ситуаций. В состав комиссии включаются сотрудники территориальных органов МЧС России и по согласованию органов исполнительной власти субъектов Российской Федерации.

Мероприятия по подготовке к выдаче заключения включают определение класса опасности ГТС и согласование с декларантами порядка:

- рассмотрение документов, характеризующих степень готовности организаций, эксплуатирующих ГТС к локализации и ликвидации чрезвычайных ситуаций и защите населения и территорий в случае аварии ГТС;

- участие представителей МЧС России и привлекаемых экспертов в преддекларационном обследовании ГТС;

- проведение учения по оценке готовности организации к локализации и ликвидации чрезвычайных ситуаций и защите населения и территорий в случае аварии ГТС.

Порядок участия представителей МЧС России в преддекларационном обследовании ГТС предусматривает согласование с декларантом порядка представления и рассмотрения:

- исходных данных для определения класса опасности ГТС;
- сценариев развития возможных чрезвычайных ситуаций и их моделей в формате AUTODESK 3DS MAX;

документов, характеризующих степень готовности организации, к локализации и ликвидации чрезвычайных ситуаций и защите населения и территорий в случае аварии ГТС, в том числе к проведению учения.

Учение проводится с целью оценки готовности руководителей и персонала ГТС, а также обслуживающих ГТС поисково-спасательных формирований, к действиям по локализации и ликвидации чрезвычайных ситуаций в случае возможных аварий ГТС.

Тема учения определяется по результатам рассмотрения возможных сценариев развития чрезвычайных ситуаций и их моделей в формате 3D MAX.

Тем не менее, учитывая, что разработка сценариев развития чрезвычайных ситуаций и их моделей в формате 3D MAX является трудоемкой и дорогостоящей работой, участились обращения в адрес МЧС России организаций, занимающихся подготовкой деклараций безопасности ГТС, о сложностях, возникающих с выдачей территориальными органами МЧС России заключений о готовности организации, эксплуатирующей ГТС, к локализации и ликвидации чрезвычайных ситуаций и защите населения и территорий в случае аварии ГТС, в части вопросов, связанных с определением сценариев развития возможных чрезвычайных ситуаций и их моделей в указанном формате.

В то же время, пунктом 10.5.4 Приказа Минприроды России от 22.07.2009 № 221 «Об утверждении дополнительных требований к содержанию декларации безопасности ГТС и методики их составления, учитывающих особенности декларирования безопасности гидротехнических сооружений различных видов в зависимости от их назначении, класса конструкций, условия эксплуатации и специальных требований к безопасности» определено, что характеристика чрезвычайной ситуации на ГТС включает в себя 3D модели в формате AUTODESK 3DS MAX, с указанием источника, поражающих факторов и зон чрезвычайной ситуации.

По результатам рассмотрения сценариев развития возможных чрезвычайных ситуаций и их моделей в формате AUTODESK 3DS MAX определяется лишь тема учения, про-

водимого для оценки готовности организации к локализации и ликвидации чрезвычайных ситуаций в случае аварии ГТС с первого по четвертый класс опасности.

В соответствии с п. 19 Методических рекомендаций оценка готовности организации к локализации и ликвидации чрезвычайных ситуаций производится по результатам проводимого учения, а также рассмотрения материалов, характеризующих ряд основных мероприятий в области предупреждения и ликвидации чрезвычайных ситуаций. В данный перечень не включены сценарии развития возможных чрезвычайных ситуаций и их моделей в формате AUTODESK 3DS MAX. На основании данной оценки готовится заключение.

Таким образом, основанием для выдачи заключения о готовности организации к локализации и ликвидации чрезвычайных ситуаций и защите населения и территорий в случае аварии ГТС являются результаты проведения соответствующего учения и рассмотренные в ходе него ряд материалов в области предупреждения и ликвидации чрезвычайных ситуаций.

Непредставление декларантом в территориальный орган МЧС России сценариев развития возможных чрезвычайных ситуаций и их моделей в формате AUTODESK 3DS MAX не может являться основанием по невыдаче заключения.

Срок действия заключения определяется сроком действия декларации безопасности ГТС.

В связи с тем, что в Методических рекомендациях (п. 5) речь идет о ГТС, поднадзорных Ростехнадзору, возникают некоторые вопросы, связанные с выдачей заключения о готовности организации, эксплуатирующей судоходные ГТС, поднадзорные Минтранс России и Минприроде России к локализации и ликвидации чрезвычайных ситуаций и защите населения и территорий в случае аварии судоходных ГТС.

До выхода «Дополнительных требований к содержанию деклараций безопасности судоходных гидротехнических сооружений и методик их составления, учитывающие особенности декларирования безопасности судоходных гидротехнических сооружений различных типов, а также в зависимости от их назначения, класса, условий эксплуатации и

специальных требований к безопасности», МЧС России разработаны согласованные с Федеральным агентством морского и речного транспорта «Временные методические рекомендации по выдаче заключения о готовности организации, эксплуатирующей судоходные гидротехнические сооружения к локализации и ликвидации чрезвычайных ситуаций и защите населения и территорий в случае аварии судоходного гидротехнического сооружения», утверждённые заместителем Министра МЧС России 08.06.2011 № 2-4-60-14 (Временные методические рекомендации).

Положения Временных методических рекомендаций соответствуют Методическим рекомендациям, за исключением того, что во Временных методических рекомендациях не предусмотрены разработка сценариев развития возможных чрезвычайных ситуаций и их моделей в формате AUTODESK 3DS MAX.

Правительством Москвы проводится комплекс мероприятий, направленных на предупреждение и ликвидацию чрезвычайных ситуаций, в том числе на ГТС города:

скоординирована работа государственных надзорных и контрольных органов по решению задач в области предупреждения чрезвычайных ситуаций;

организована работа по аттестации аварийно-спасательных служб, аварийно-спасательных формирований и спасателей;

разработаны и осуществляются мероприятия по предупреждению чрезвычайных ситуаций, а также по обеспечению надежной работы потенциально опасных объектов, системы жизнеобеспечения населения в чрезвычайных ситуациях;

организовано прогнозирование чрезвычайных ситуаций, внедрена система сбора и обработки информации об источниках чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера, в том числе с использованием географических информационных систем (ГИС-технологий);

вопросы предупреждения чрезвычайных ситуаций рассматриваются на заседаниях КЧС и ПБ Правительства Москвы, органов исполнительной власти и организаций, организован контроль выполнения принимаемых решений;

организована работа по поддержанию в готовности аварийно-спасательных формирований, осуществляется контроль укомплектованности их личным составом, обеспечения необходимым оборудованием, средствами защиты и спасения;

утверждены перечни объектов повышенного риска (потенциально опасных объектов) и объектов системы жизнеобеспечения населения, ведется работа по созданию страхового фонда документации на них;

разработаны декларации безопасности потенциально опасных объектов экономики и имеются по ним экспертные заключения;

на потенциально опасных объектах осуществляется обязательное страхование гражданской ответственности за причинение вреда при эксплуатации опасных производственных объектов¹;

на потенциально опасных объектах организовано выполнение отраслевых норм и правил безопасности производства, защиты персонала и объектов от чрезвычайных ситуаций;

созданы оперативные штабы, оперативные группы для действий в чрезвычайных ситуациях, которые обеспечены необходимыми средствами связи, транспортом, и решаются вопросы жизнеобеспечения для работы в условиях чрезвычайных ситуаций, организована их подготовка;

на потенциально опасных производственных объектах созданы дежурно-диспетчерские (дежурные) службы, укомплектованные средствами связи, оповещения и управления, организована их работа;

созданы и подготовлены к работе пункты управления, проводится укомплектование необходимыми средствами связи, оповещения и информирования;

в административных округах созданы дежурно-диспетчерские службы;

созданы и готовы к работе узлы связи пунктов управления; организованы и функционируют сети связи в интересах службы спасения на базе телефонного номера 01;

создана территориальная система оповещения, охватывающая город, ведутся работы по ее развитию (реконструкции),

¹ статья 15 Федерального закона от 21.07.1997 г. № 116-ФЗ «О промышленной безопасности опасных производственных объектов»

проводятся мероприятия по обеспечению ее постоянной готовности, организовано оповещение населения, не охваченного средствами автоматизированной системы оповещения;

организован и ведется контроль создания локальных систем оповещения в районах размещения потенциально опасных объектов, а также предусмотрено оповещение населения, проживающего вблизи опасных объектов, не имеющих локальных систем оповещения;

организовано взаимодействие с соответствующими подразделениями федеральных органов исполнительной власти, осуществляющими наблюдение и контроль состояния окружающей природной среды и обстановки на потенциально опасных объектах и прилегающих к ним территориях;

организовано информирование органов исполнительной власти города, органов местного самоуправления и организаций о прогнозируемых и возникших чрезвычайных ситуациях и многое другое.

В целях обеспечения своевременного доведения сигналов оповещения и информации об опасностях при угрозе возникновения или возникновении чрезвычайных ситуаций до населения, организаций и органов управления Московской городской территориальной подсистемой единой государственной системы предупреждения и ликвидации чрезвычайных ситуаций (МГСЧС), создана система оповещения населения Москвы.

Определён состав сил и средств МГСЧС, предназначенных для ликвидации чрезвычайных ситуаций, в который входят:

силы и средства территориальных органов федеральных органов исполнительной власти, предназначенные и выделяемые (привлекаемые) для предупреждения и ликвидации чрезвычайных ситуаций;

силы и средства Московской городской поисково-спасательной службы и Государственной инспекции по маломерным судам города Москвы;

силы и средства, создаваемые функциональными и отраслевыми органами исполнительной власти города Москвы в пределах выделенных лимитов в соответствии с норматив-

ными правовыми актами города Москвы, городскими организациями;

силы и средства организаций соответствующих звеньев МГСЧС;

силы и средства нештатных и общественных аварийно-спасательных формирований.

В состав сил и средств МГСЧС также входят силы и средства постоянной готовности, предназначенные для оперативного реагирования на чрезвычайную ситуацию и проведения работ по их ликвидации.

Основу сил постоянной готовности составляют аварийно-спасательные и поисково-спасательные формирования (службы), пожарные подразделения, медицинские формирования (подразделения) экстренного реагирования, аварийные службы и формирования, оснащенные специальной техникой, оборудованием, снаряжением, инструментом, материалами с учетом обеспечения проведения аварийно-спасательных и других неотложных работ в зоне чрезвычайной ситуации посменно.

Состав и структуру аварийно-спасательных служб (АСС) и формирований определяют органы исполнительной власти города Москвы, в ведомственной подчиненности которых находятся соответствующие АСС и формирования, а также организации и общественные объединения, осуществляющие деятельность на территории города Москвы и создающие АСС и формирования, исходя из возложенных на них задач по предупреждению и ликвидации ЧС, а также требований федерального законодательства и законодательства города Москвы.

Таким образом, для обеспечения безопасности объектов, включая ГТС, в городе Москве созданы все необходимые условия, имеются и находятся в постоянной готовности к локализации и ликвидации возможных чрезвычайных ситуаций силы и средства МГСЧС.

НИЗКОЧАСТОТНЫЕ ПУЛЬСАЦИИ ДАВЛЕНИЯ И ОСОБЕННОСТИ РЕЗОНАНСА В НАПОРНЫХ ВОДОВОДАХ ГЭС

Берлин В.В., кандидат техн. наук, Муравьев О.А., доктор техн. наук, Голубев А.В., инженер (МГСУ, ООО «Белый уголь»)

Рассматривается модель возникновения и развития резонансных явлений в водоводах ГЭС, вопросы учета пульсаций давления в расчетах переходных процессов, совершенствования численных моделей для расчета нагрузок на сооружения и оборудование при проектировании и эксплуатации ГЭС.

Значительный интерес в 1960 – 1970-х годах к исследованиям природы пульсаций давления в водоводах ГЭС, условиям их возникновения и распространения, возможностям резонансных проявлений нашел отражение в заметном количестве научных публикаций и диссертационных работ [1 – 6]. Авария на 2-м агрегате Саяно-Шушенской ГЭС (СШГЭС) вновь поставила вопросы оценки пульсационного состояния системы турбина – проточный тракт при установившихся режимах и переходных процессах, устойчивости режимов ГЭС при вынужденных колебаниях пропускной способности и давления.

Нестационарность потока в турбине порождается возмущающими воздействиями со спектром от десятых долей до сотен герц. Эти возмущения связаны с вращением вихревого жгута под рабочим колесом, с обтеканием лопастей турбины и лопаток направляющего аппарата, со срывом вихрей с лопастей. Наблюдаются также механические возмущения с оборотной, лопаточной, лопастной частотой, частотой крутильных колебаний. Частотный спектр вынужденных колебаний широк, поэтому анализ возможностей и условий развития резонанса с собственными или кратными частотами колебаний давления в напорном водоводе или в отсасывающей трубе представляет практический интерес. Для этих целей может быть применен как гармонический анализ линеаризованной системы, так и метод прямого расчета переходных процессов при заданном возмущающем воздействии, позволяющий учесть нелинейные характеристики модели.

Задача о пульсациях давления в напорных водоводах ГЭС должна решаться с учетом свойств турбины по изменению расхода в функции напора. При гармоническом анализе описание расходной характеристики турбины базируется на линеаризованных уравнениях [7], характеризующих поведение гидротурбины вблизи точки исследуемого равновесного режима:

$$\Delta q = \frac{\Delta Q_{\text{возм}}}{Q_{1n}} \sqrt{H_e/H_n} + \frac{Q_{1e} - n_{1e} \frac{\partial Q_1}{\partial n_1}}{2\sqrt{H_e/H_n}} \frac{\Delta H_{\text{пульс}}}{H_n}. \quad (1)$$

Выражение (1) записано для постоянного открытия регулирующих органов и постоянной частоты вращения. Расход турбины представлен двумя составляющими. Первая — это возмущающее воздействие в виде отклонения пропускной способности турбины из-за нестационарности потока под рабочим колесом, вторая — характеризует отклонение расхода в результате реакции напорной системы на возмущающее воздействие. Реакция напорной системы представляется в виде пульсационного отклонения напора $\Delta H_{\text{пульс}}$ относительно среднего значения H_e в рассматриваемом режиме.

В относительных величинах линеаризованное уравнение турбины имеет вид:

$$\Delta q = \Delta q_{\text{возм}} \sqrt{h_e} + k_{q/h} \Delta h_{\text{пульс}}, \quad (2)$$

где Δq — отклонение расхода турбины, $\Delta q_{\text{возм}}$ — возмущающее воздействие в виде отклонения пропускной способности турбины, вызываемое нестационарностью потока в турбине, $\Delta h_{\text{пульс}}$ — отклонение напора из-за пульсаций давления, $k_{q/h}$ — производная (изменение расхода турбины по напору), определяемая выражением:

$$k_{q/h} = \frac{\partial q}{\partial h} = \frac{q_{1e} - k_{q/\varphi}}{2\sqrt{h_e}}, \quad (3)$$

где q_{1e} — относительный приведенный расход равновесного режима, $k_{q/\varphi}$ — производная приведенного расхода тур-

бины по приведенной частоте вращения:

$$k_{q/\varphi} = \frac{n_{1e}}{Q_{1n}} \cdot \frac{\partial Q_1}{\partial n_1} \quad (4)$$

На рис. 1 показано, как изменяется производная $k_{q/h}$ в зависимости от открытия для РО турбин на напоры 75 – 310 м. В области больших открытий турбины значения производной $k_{q/h}$ достигают 0,5...0,6 и почти линейно уменьшаются с уменьшением открытия. Ниже будет показано, что при постоянной интенсивности возмущения максимумы пульсаций давления растут с уменьшением производной $k_{q/h}$.

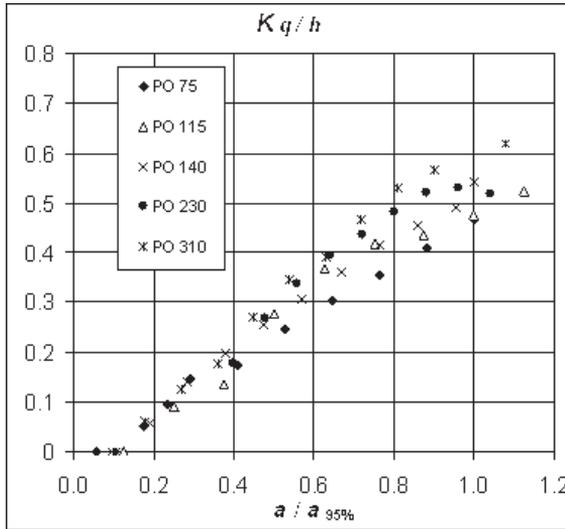


Рис. 1. Изменение производной $k_{q/h} = \frac{\partial q}{\partial h}$ от открытия для разных типов РО турбин

Структурная схема динамической системы водовод – турбина – отсасывающая труба показана на рис. 2. Турбина при постоянном открытии регулирующих органов и постоянной частоте вращения описана пропорциональным звеном (2). Это звено учитывает возмущающее воздействие в виде колебаний пропускной способности, а также влияние на расход

пульсационного отклонения напора. Отклонение напора получается сложением отклонений давления в спиральной камере и в отсасывающей трубе.

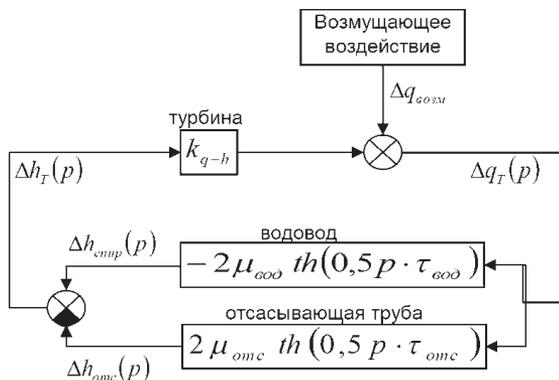


Рис. 2. Структурная схема динамической системы водовод – турбина – отсасывающая труба

Для учета влияния на напор переходных процессов в водоводе и отсасывающей трубе турбины используются волновые уравнения гидроудара. В преобразованиях Лапласа они могут быть представлены в виде передаточной функции, связывающей отклонение давления с отклонением расхода [8]:

$$\Delta h(p) = -2\mu \cdot th(0,5 p \tau) \cdot \Delta q(p), \quad (5)$$

где p — оператор Лапласа, $\mu = \frac{c \cdot Q_n}{g \cdot F \cdot H_e}$ — характеристика напорного водовода, $\tau = \frac{2L}{c}$ — фаза гидроудара.

Ниже записаны передаточные функции, показывающие зависимость пульсационного отклонения давления от возмущающего воздействия в виде изменения пропускной способности турбины (см. рис. 2). Передаточные функции для давлений в спиральной камере (6) и в горловине отсасывающей трубы (7) учитывают гидроудар в динамической системе во-

довод – турбина – отсасывающая труба, а также взаимное влияние пульсаций давления и расхода турбины:

$$W_{\text{нспир}}(p) = \frac{\Delta h_{\text{спир}}(p)}{\Delta q_{\text{возм}}} = \frac{-2\mu_{\text{вод}} \cdot th(0,5p \cdot \tau_{\text{вод}}) \sqrt{h_e}}{1 + k_{\text{qh}} [2\mu_{\text{вод}} \cdot th(0,5p \cdot \tau_{\text{вод}}) + 2\mu_{\text{отс}} \cdot th(0,5p \cdot \tau_{\text{отс}})]}, \quad (6)$$

$$W_{\text{нотс}}(p) = \frac{\Delta h_{\text{отс}}(p)}{\Delta q_{\text{возм}}} = \frac{2\mu_{\text{отс}} \cdot th(0,5p \cdot \tau_{\text{отс}}) \sqrt{h_e}}{1 + k_{\text{qh}} [2\mu_{\text{вод}} \cdot th(0,5p \cdot \tau_{\text{вод}}) + 2\mu_{\text{отс}} \cdot th(0,5p \cdot \tau_{\text{отс}})]}, \quad (7)$$

где $2\mu_{\text{вод}} = cQ_{\text{н}}/gF_{\text{вод}} H_e$, $2\mu_{\text{отс}} = cQ_{\text{н}}/gF_{\text{отс}} H_e$, $\tau_{\text{вод}} = 2L_{\text{вод}}/c$, $\tau_{\text{отс}} = 2L_{\text{отс}}/c$.

Индексом n отмечены параметры номинального режима, индексом e — параметры текущего равновесного режима.

Собственная частота колебаний давления в напорном водоводе определяется известным соотношением $f_{\text{вод}} = c_{\text{вод}}/4L_{\text{вод}}$, где $L_{\text{вод}}$ — длина водовода, $c_{\text{вод}}$ — скорость распространения волны гидроудара, определяемая с учетом характеристик облицовки водовода и упругости воды при отсутствии пузырькового воздуха. Скорость волны можно рассчитать по известным зависимостям [8] или определить по осциллограммам натуральных испытаний.

Собственная частота колебаний давления в отсасывающей трубе определяется соотношением $f_{\text{отс}} = c_{\text{отс}}/4L_{\text{отс}}$. Скорость волны гидроудара в отсасывающей трубе и собственная частота колебаний могут зависеть от режима работы турбины, в частности, от наличия области с вращающимся жгутом под рабочим колесом.

Свойства динамической системы оцениваются видом переходного процесса. В данном случае это изменение во времени пульсаций давления в водоводе и в отсасывающей трубе при изменении пропускной способности турбины в виде гармонических колебаний единичной амплитуды.

Частотный анализ позволяет количественно оценить возможные резонансы и проследить влияние на их параметры таких факторов, как соотношение между собственными частотами водовода и отсасывающей трубы, соотношение между частотами возмущающего воздействия и собственных колебаний, величина открытия турбины.

Результаты частотного анализа представляются в виде амплитудно-фазовых (АФХ), амплитудно-частотных (АЧХ) и фазо-частотных (ФЧХ) характеристик. На рис. 3 показаны АФХ пульсаций давления в спиральной камере, отсасывающей трубе (рис. 3, а) и их сумма, представляющая собой АФХ пульсаций напора турбины (рис. 3, б). Характеристики получены для соотношения собственных частот в водоводе и отсасывающей трубе $f_{отс}/f_{вод}=6$, характерного для приплотинных ГЭС и режима номинальной нагрузки, дающего $k_{q/h}=0,5$.

АФХ пульсаций напора турбины представляет собой окружность диаметром $1/k_{q/h}$. Режимные точки на АФХ пульсаций напора совершают по окружности бесконечное число оборотов при изменении частоты возмущающего воздействия от 0 до бесконечности.

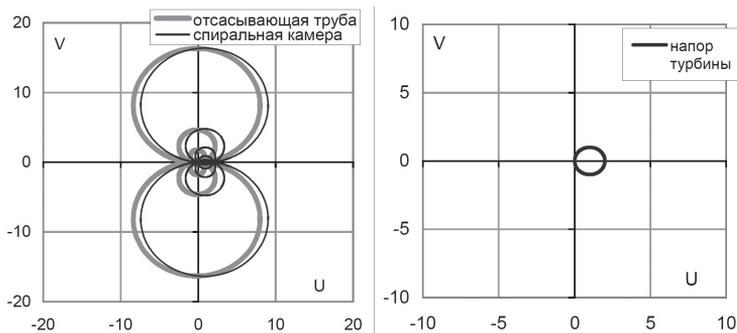


Рис. 3. Примеры АФХ при $f_{отс}/f_{вод}=6$ и $k_{q/h}=0,5$ пульсаций давления в спиральной камере и горловине отсасывающей трубы (а), результирующих пульсаций напора турбины (б)

АФХ пульсаций давления в спиральной камере – это система окружностей, описываемых режимной точкой при изменении частоты возмущений на $\Delta\omega/2\pi = 2f_{вод}$. АФХ проходит через начало координат, когда частота возмущения становится равной четным гармоникам собственной частоты водовода.

Радиус окружностей увеличивается по мере приближения частоты возмущений к нечетным гармоникам собственной частоты отсасывающей трубы и уменьшается с приближени-

ем к четным гармоникам. Режимная точка проходит все окружности при изменении частоты возмущающего воздействия на $\Delta\omega/2\pi = 2f_{\text{отс}}$.

АФХ пульсаций давления в горловине отсасывающей трубы — это также система окружностей. Движение режимной точки по каждой окружности происходит при изменении частоты возмущающего воздействия на $\Delta\omega/2\pi = 2f_{\text{вод}}$. АФХ проходит через начало координат, когда частота возмущения равна нечетным гармоникам собственной частоты водовода $nf_{\text{вод}}$ ($n = 1, 3, 5 \dots$). С приближением частоты возмущений к нечетным гармоникам отсасывающей трубы $\omega/2\pi = nf_{\text{отс}}$ ($n = 1, 3, 5, \dots$) радиус окружностей увеличивается, а с приближением к четным гармоникам $\omega/2\pi = nf_{\text{отс}}$ ($n = 2, 4, 6, \dots$) радиус окружностей уменьшается.

Анализ амплитудно-фазовых частотных характеристик пульсаций давления и напора показывает:

в рассматриваемой системе амплитуда пульсаций давления может существенно превышать амплитуду пульсаций напора;

сложение частотных характеристик пульсаций в спиральной камере и отсасывающей трубе дает частотную характеристику пульсаций напора в виде окружности, что отвечает известному решению [8];

частота собственных колебаний в водоводе определяет периодичность минимумов частотной характеристики колебаний давления;

частота собственных колебаний в отсасывающей трубе определяет периодичность всей амплитудно-частотной характеристики пульсаций давления, повторяющейся с шагом $2f_{\text{отс}}$;

отношение частот $f_{\text{отс}}/f_{\text{вод}}$ определяет количество окружностей АФХ, а следовательно и количество резонансных пиков, которые возникают на интервале $\Delta\omega/2\pi = 2f_{\text{отс}}$.

Амплитудно-частотная характеристика $A(\dot{\omega})$ показывает, как коэффициент передачи зависит от частоты возмущения, во сколько раз амплитуда пульсаций давления и напора больше амплитуды пульсаций пропускной способности турбины, вызванных нестационарностью потока под рабочим колесом.

На рис. 4 показаны АЧХ системы турбина – водовод – отсасывающая труба при разных соотношениях между собственными частотами колебаний в водоводе и в отсасывающей трубе.

Ниже описана трансформация АЧХ при изменении отношения $f_{отс}/f_{вод}$. Например, для $f_{отс}/f_{вод} = 2$ в диапазоне частот от нуля до $2f_{отс}$ существуют два резонансных пика – на частотах $1,3f_{вод}$ и $2,6f_{вод}$ (см. рис. 4, а). С увеличением $f_{отс}/f_{вод}$ от 2,1 до 2,9 происходит рост второго резонансного пика, его смещение к третьей гармонике колебаний в водоводе $\omega/2\pi = 3f_{вод}$ и появление третьего резонансного пика на частоте $4,4f_{вод}$ (см. рис. 4, б). При $f_{отс}/f_{вод} = 2,9...3,1$ резонансный пик наибольший. Существенно важной особенностью является то, что этот пик достигается в очень узком диапазоне частот возмущения вблизи собственной частоты колебаний в отсасывающей трубе. Например, коэффициенты передачи со значениями более 10 возможны в диапазоне частот возмущения $9,86 \pm 0,05$ Гц.

Количество резонансных пиков, которые показывает АЧХ пульсаций давления в диапазоне частот возмущения $\Delta\omega/2\pi = 0...2f_{отс}$, равно отношению собственных частот $f_{отс}/f_{вод}$, округленному до большего целого значения. В случае, когда собственная частота в отсасывающей трубе совпадает с гармониками собственной частоты в водоводе, наблюдается полностью симметричная картина резонансных пиков (см. рис. 4).

В качестве примера в табл. 1 показаны диапазоны частот, внутри которых имеют место резонансные пики для отношения $f_{отс}/f_{вод} = 6$. Резонансные пики возникают на возмущающих частотах между 1-й и 2-й, 3-й и 4-й, 5-й и 6-й гармониками, а также между 6-й и 7-й, 8-й и 9-й, 10-й и 11-й гармониками собственной частоты водовода (см. рис. 4, д).

В зависимости от частоты возмущений амплитуда колебаний в отсасывающей трубе может быть больше или меньше амплитуды в спиральной камере (см. рис. 4).

Характерными являются следующие точки АЧХ:

при частотах возмущений, равных нечетным гармоникам в водоводе, коэффициент передачи для пульсаций давления

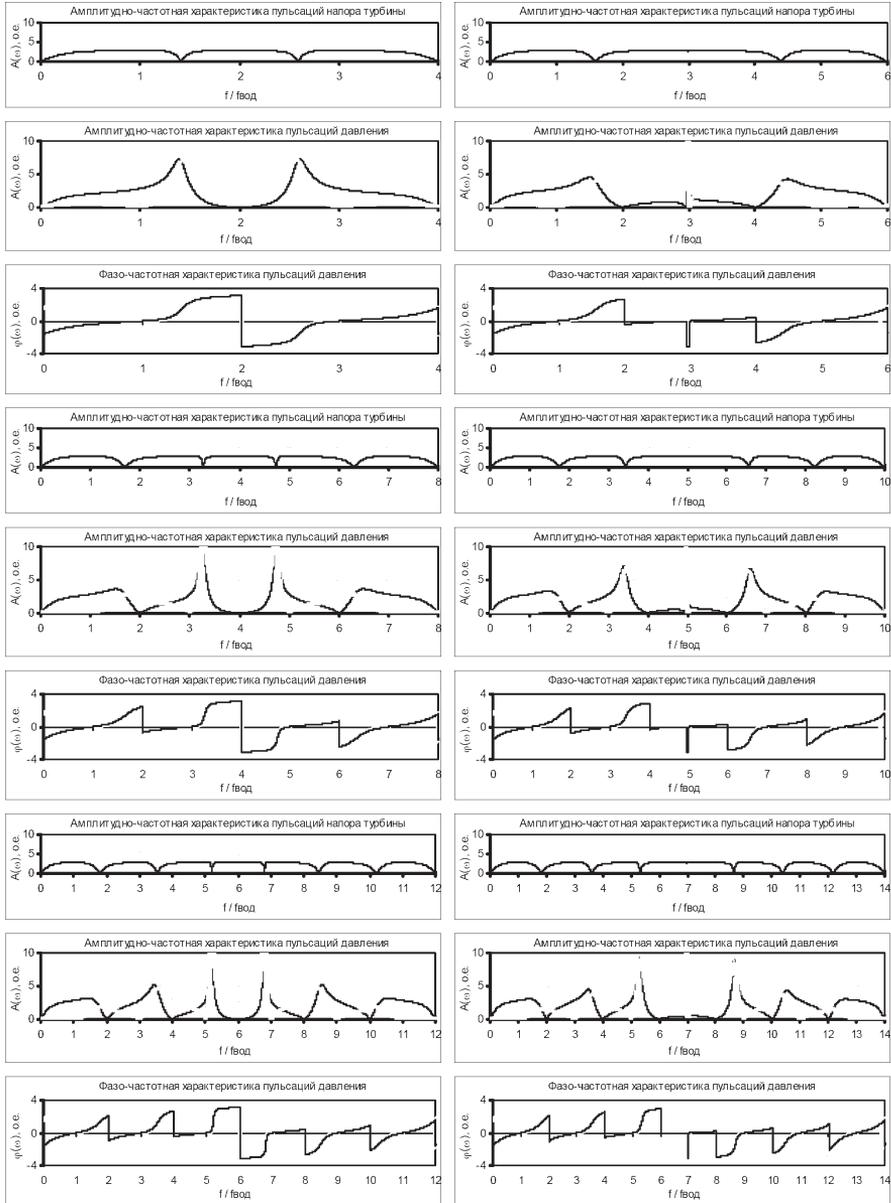


Рис. 4. Амплитудно-частотные характеристики пульсаций напора, амплитудно-частотные и амплитудно-фазовые характеристики пульсаций давления; в левом столбце отношения $f_{отс}/f_{вод} = 2, 4$ и 6, в правом столбце отношения $f_{отс}/f_{вод} = 2, 9, 4, 9$ и 6, 9

Таблица 1

Характеристики колебаний давления в водоводе и отсасывающей трубе для сечений спиральной камеры и горловины отсасывающей трубы при $f_{отс}/f_{вод} = 6$

Диапазон частот вынужденных колебаний		Достижение резонансного максимума	Колебания в спиральной камере и отсасывающей трубе
По гармоникам колебаний в отсасывающей трубе	По гармоникам колебаний в напорном водоводе		
Между 0-й и 1-й	Между 0 и 1-й		Со сдвигом на $*T/2$
	Между 1-й и 2-й	1-ый максимум	В одной фазе
	Между 2-й и 3-й		Со сдвигом на $T/2$
	Между 3-й и 4-й	2-ой максимум	В одной фазе
	Между 4-й - 5-й		Со сдвигом на $T/2$
	Между 5-й - 6-й	3-ий максимум	В одной фазе
Между 1-й и 2-й	Между 6-й - 7-й	4-ый максимум	В одной фазе
	Между 7-й - 8-й		Со сдвигом на $T/2$
	Между 8-й - 9-й	5-ый максимум	В одной фазе
	Между 9-й - 10-й		Со сдвигом на $T/2$
	Между 10-й - 11-й	6-ой максимум	В одной фазе
	Между 11-й - 12-й		Со сдвигом на $T/2$

*Т — период вынужденных колебаний

в спирали равен $A(\omega)_{спир} = 1/k_{q/h}$, а в отсасывающей трубе $A(\omega)_{отс} = 0$;

при частотах возмущений, равных четным гармоникам в водоводе, наблюдается обратная картина — $A(\omega)_{спир} = 0$, $A(\omega)_{отс} = 1/k_{q/h}$.

Коэффициенты передачи АЧХ в областях резонансных пиков увеличиваются с приближением к собственной частоте в отсасывающей трубе. Одновременно сужается диапазон частот возмущений, при которых они достигаются. Высокие значения коэффициентов передачи наблюдаются в чрезвычайно узких диапазонах частот.

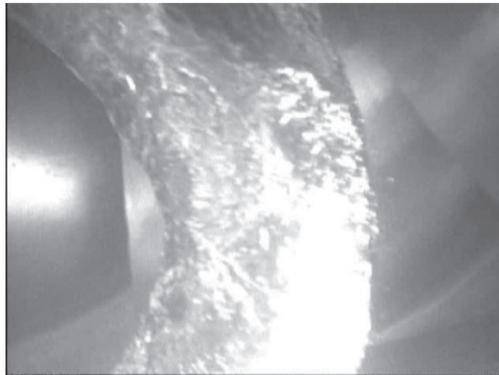
В областях резонансных пиков амплитуды колебаний давления в спирали и отсасывающей трубе близки. Колебания происходят в одной фазе, соответственно, колебания напора в резонансных зонах стремятся к нулю.

Резонанс на частоте около 2-ой гармоники водовода попадает в область частот жгутовых возмущений. При этом коэффициент передачи в резонансе невелик и примерно равен $1/k_{q/h}$. С уменьшением открытия турбины уменьшается и производная $k_{q/h}$ (см. рис. 1), а коэффициент передачи АЧХ соответственно растет. От режима зависит и амплитуда возмущающего воздействия. Например, жгутовые возмущения наиболее интенсивны в области средних или форсированных открытий, а в оптимуме практически отсутствуют. В качестве примера на рис. 5 показана картина нарастания интенсивности жгута под рабочим колесом при уменьшении открытия от 75% до 60%, полученная в процессе модельных испытаний турбины РО230 [9] для СШ ГЭС.

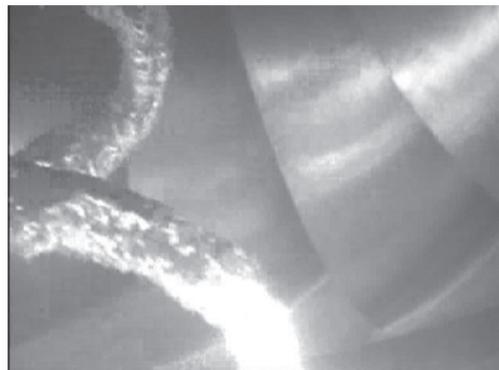
Анализ фазочастотных характеристик (см. рис. 4) показывает, что колебания в спиральной камере и в отсасывающей трубе могут происходить синхронно или со сдвигом по фазе на пол-периода. Чередование происходит при переходе частоты вынужденных колебаний через гармоники в напорном водоводе.

Например, при $f_{отс}/f_{вод} = 6$ (см. рис. 4, д) пульсации давления в спиральной камере и отсасывающей трубе синхронны в диапазоне частот вынужденных колебаний между 1-й и 2-й, 3-й и 4-й, 5-й и 6-й гармониками, а также между 6-й и 7-й, 8-й и 9-й, 10-й и 11-й гармониками. Именно в этих областях частот имеют место резонансные пики пульсаций давления. В диапазонах частот между 2-й и 3-й гармониками, между 4-й и 5-й и т. д. пульсации давления в спиральной камере и отсасывающей трубе происходят со сдвигом по фазе на пол-периода. Значения амплитуд колебаний давления в этих диапазонах частот невелики, а коэффициент передачи АЧХ не превышает $1/k_{q/h}$.

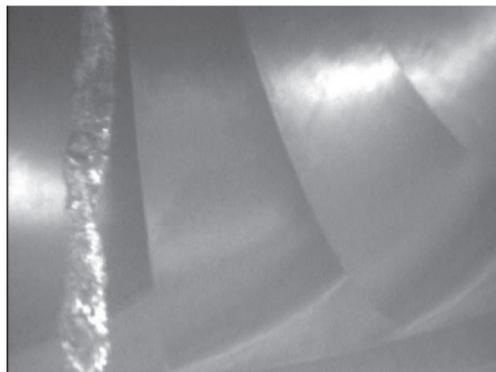
Анализ, выполненный для условий напорной системы СШ ГЭС при различных частотах собственных колебаний в отсасывающей трубе, показал, что резонансный пик в диапазоне 1,7–1,8 Гц приходится на область жгутовых частот с коэффициентами передачи для пульсаций в спиральной камере 3...3,2, в отсасывающей трубе 1,5...2,5 (рис 6). Близкая



а)



б)



в)

Рис. 5. Возмущающее воздействие в виде жгута в отсасывающей трубе под рабочим колесом турбины при различных открытиях направляющего аппарата — 60%, б — 70%, в — 75% [9]

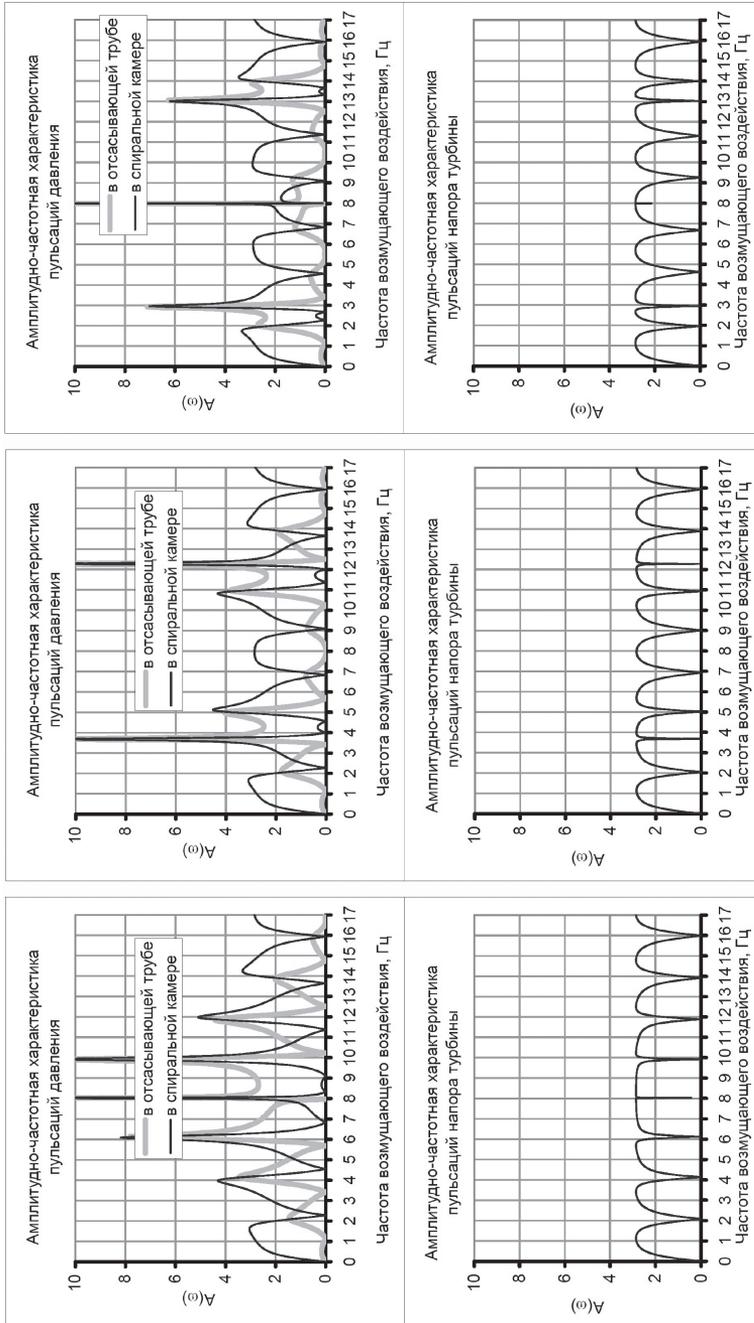


Рис. 6. Амплитудно-частотные характеристики пульсации давления и результирующих пульсаций напора турбины для различных значений скорости волны в отсасывающей трубе:

а – $c = 1250$ м/с ($f_{отс} = 8,33$ Гц), б – $c = 600$ м/с ($f_{отс} = 4,0$ Гц), в – $c = 400$ м/с ($f_{отс} = 2,67$ Гц)

картина была получена при натурных испытаниях агрегата № 10 (рис. 7 [10]). При частоте 1,4 Гц амплитуда пульсаций давления в спиральной камере превышала амплитуду пульсаций в отсасывающей трубе в 2...2,5 раза. В осциллограмме пульсаций на рис. 7 отразились не только свойства АЧХ напорной системы, но и то, что в режиме перегрузки интенсивность жгутовых возмущений увеличивается с ростом мощности.

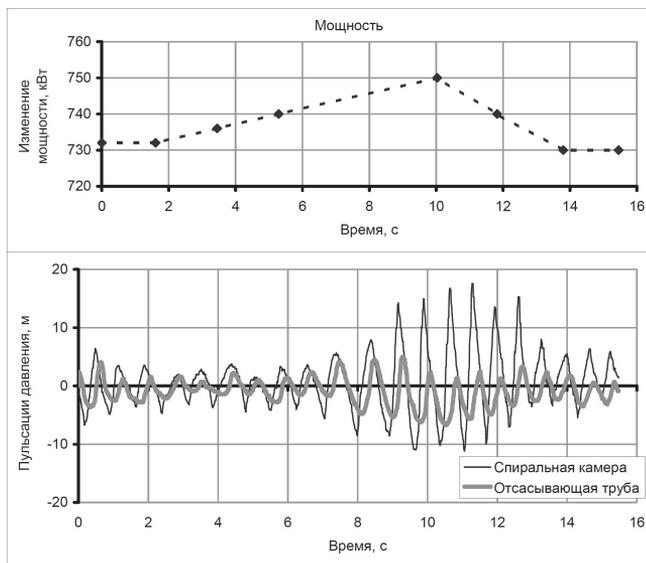


Рис. 7. Натурная осциллограмма пульсаций у агрегата № 10 СШ ГЭС при форсированных мощностях

Возможность возникновения резонансов определяется наложением частот реальных возмущений на амплитудно-частотную характеристику. Для СШ ГЭС в низкочастотном спектре можно выделить следующие возмущающие частоты: жгутовую — 1 – 1,5 Гц, оборотную и ее гармоники (2,37; 4,74; 7,11; 9,48; 11,85; 14,22 Гц), частоту крутильных колебаний — 15,5 Гц, лопастную — 33,2 Гц, лопаточную — 47,4 Гц. На рис. 8 показаны коэффициенты передачи напорной системы СШ ГЭС для открытия 70% при указанных частотах возмущений. Ни одна из приведенных частот не по-

пала в узкие области резонансных пиков. Максимальный коэффициент передачи имеет 5-я гармоника оборотной частоты, он лишь немного превышает значение коэффициента передачи пульсаций напора, определяемое производной $k_{q/h}$.

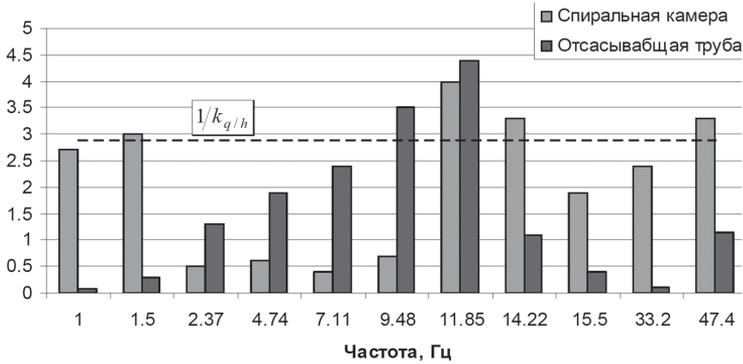


Рис. 8. Коэффициенты передачи АЧХ при частотах вынужденных колебаний, характерных для агрегатов СШ ГЭС

Результаты частотного анализа были подтверждены серией расчетов процессов во времени с использованием математической модели СШ ГЭС. В модели [11] учитывались распространение волн давления и расхода в напорном водоводе и отсасывающей трубе, отражение от бьефов, потери напора, расходно-напорная характеристика турбины. Для расчета пульсаций модель была дополнена блоком, формирующим возмущающее воздействие в виде изменения пропускной способности турбины по гармоническому закону.

На рис. 9 показано развитие резонанса при постоянной частоте возмущения 9,86 Гц, для чего потребовалось 7 с и около 70 циклов колебаний. Необходимым условием развития резонанса является сохранение частоты возмущений в очень узком диапазоне. При гидродинамических процессах в турбине (жгут, вихри) частота возмущения изменяется в более широком диапазоне, чем требуется для развития резонанса с высокими значениями коэффициента передачи (рис. 10). Процессы при частотах 9,76; 9,86 и 9,96 Гц (см. рис. 10) показывают, что с отклонением частоты возмущающего воз-

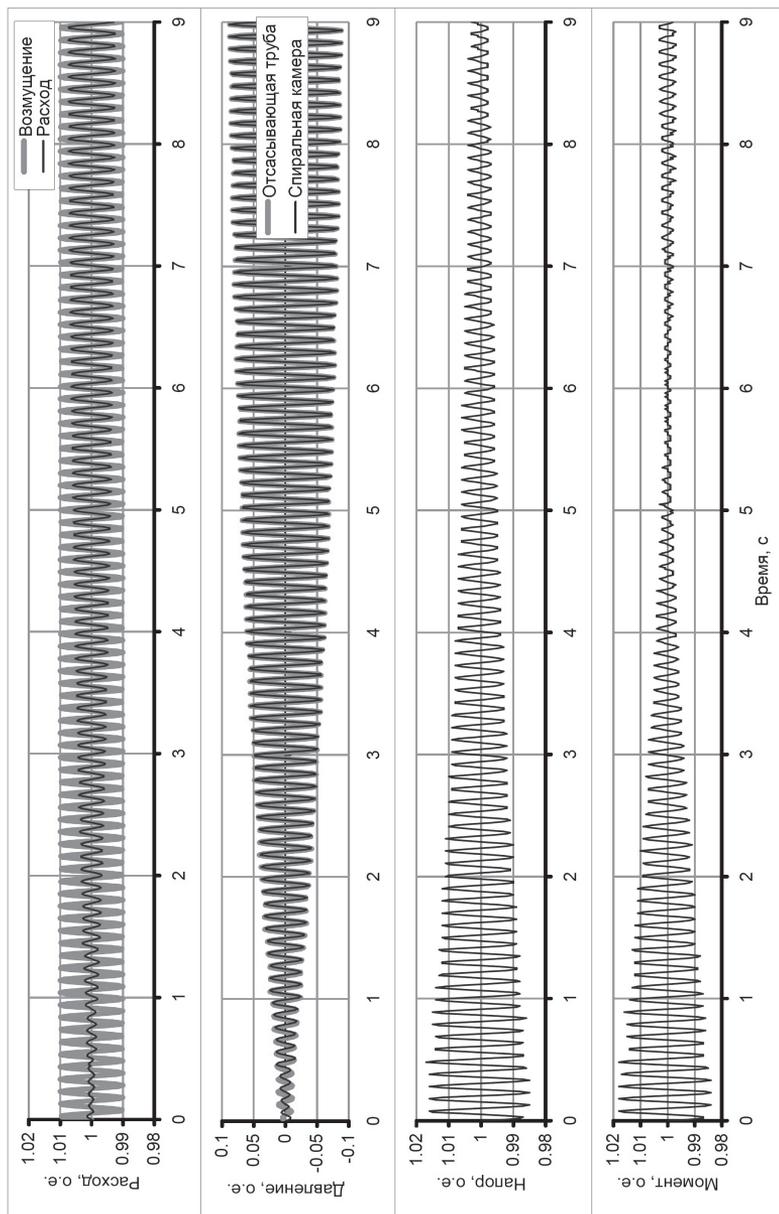


Рис. 9. Результаты расчета резонансного увеличения пульсаций давления при частоте возмущающего воздействия 9,86 Гц

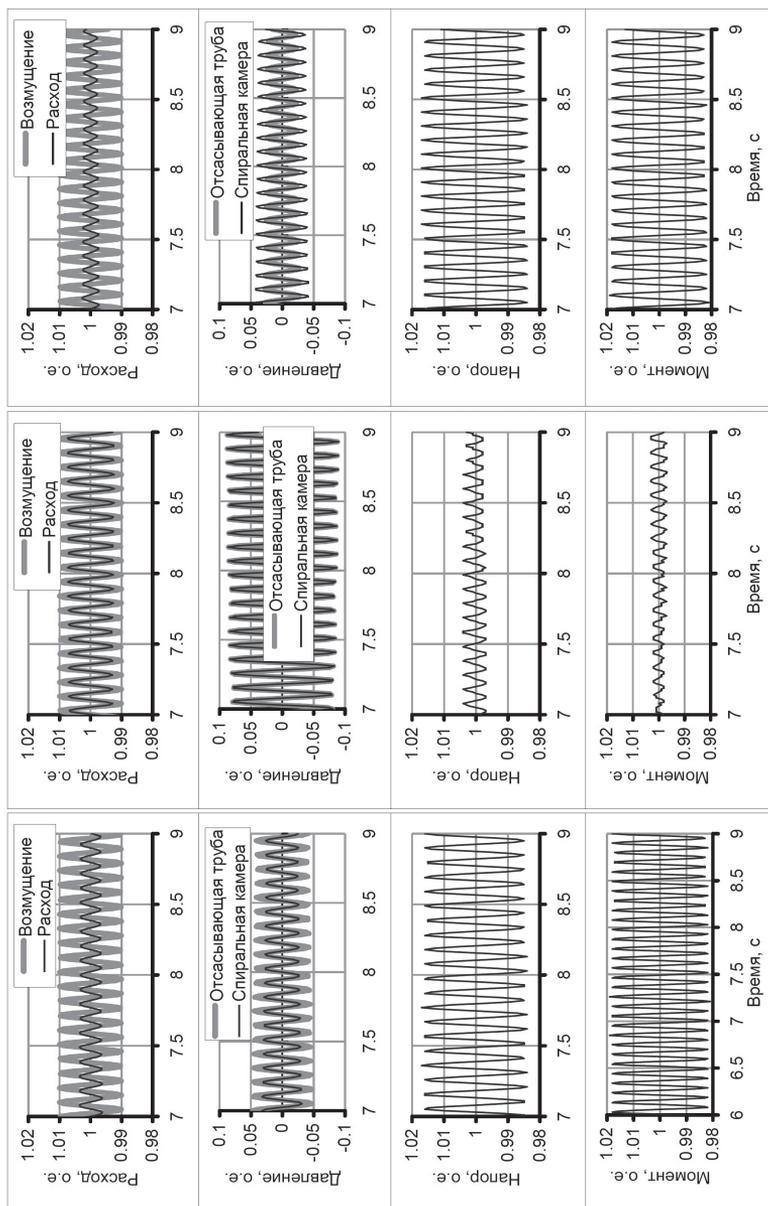


Рис. 10. Результаты расчета пульсаций давления при частотах возмущающего воздействия:
 а — 9,76 Гц, б — 9,86 Гц, в — 9,96 Гц

действия от резонансной на 0,1 Гц происходит снижение амплитуды пульсаций давления почти в 2 раза.

Расчет переходного процесса при закрытии турбины (рис. 11) показал, что на область режимов, где произошла авария агрегата № 2, пришлось относительно небольшое повышение давления вследствие суммирования гидроуда-

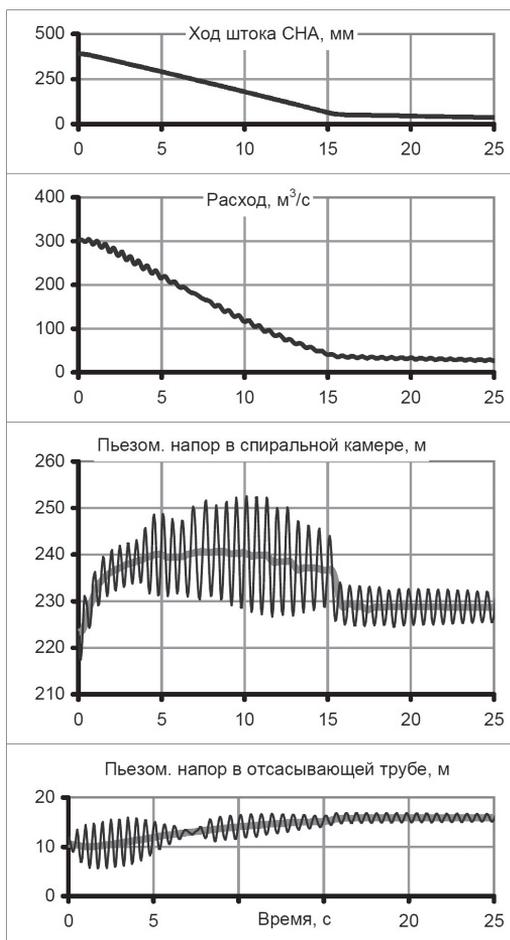


Рис. 11. Переходный процесс при снижении нагрузки агрегата № 2 СШ ГЭС от 575 МВт до холостого хода без учета и с учетом пульсаций давления; авария на 5-й секунде

ра при закрытии турбины и пульсаций давления в спиральной камере на жгутовой частоте, близкой к собственной частоте колебаний в напорном водоводе. В момент начала аварии, при $t = 5$ с, пульсации давления в спиральной камере могли, как показывает расчет, иметь резонансное усиление амплитуды в области основной частоты водовода. Коэффициент передачи в этой области не превышает 2, амплитуда пульсаций ± 10 м. Давление перед турбиной с учетом пульсационной компоненты составило 250 м при заводском ограничении — 285 м.

В ряде публикаций последних лет высказывались предположения о гидроакустическом резонансе как причине аварии на втором агрегате СШ ГЭС [12 – 14]. Однако представленные здесь результаты исследования резонансных характеристик напорной системы СШ ГЭС эту гипотезу не подтверждают.

Похожая авария произошла в Канаде на ГЭС Grand Rapids компании Manitoba Hydro [15]. Причины аварии исследованы весьма подробно компетентными специалистами различного профиля.

На ГЭС установлены 4 агрегата с ПЛ турбинами мощностью 115 МВт при напоре 38 м. 10 марта 1992 г. все 4 агрегата работали в установившемся режиме. В 20.15 раздался громкий хлопок и сильный грохот, агрегат № 1 был отключен электрическими защитами, из агрегата хлынул мощный поток воды. По команде с пульта управления оборудованные гидроприводом затворы всех агрегатов на водоприемнике были закрыты, и станция в течение четырех минут после начала аварии была полностью остановлена. Турбинный зал, все нижние галереи и ряд других помещений были затоплены до отметки нижнего бьефа.

При последующем осмотре оказалось [15], что крышка турбины сорвана и наклонена, с одной стороны прижата к сервомоторам, с другой — к валу турбины. Из-за удара крышки турбины о нижнюю крестовину последняя была сдвинута, диск и сегменты подпятника сильно повреждены. Внутренняя часть крышки и сервомоторы полностью разру-

шены, валы сервомоторов погнуты, маслопроводы разорваны, двери шахты генератора и двери шахты турбины сорваны потоком воды. Отмечены и другие повреждения узлов турбины и генератора, в том числе, турбинного подшипника, лопаток направляющего аппарата, железа статора, тормозных колодок. Шпильки крепления крышки турбины оказались разбросанными по всему машзалу.

Выполненный специалистами-металлургами анализ состояния шпилек показал, что из 128 шпилек 16 были разрушены задолго до аварии, а в 61-й обнаружены обширные усталостные трещины. Практически все шпильки с усталостными разрушениями металла или трещинами оказались расположены с одной стороны.

Комиссии и специалисты пришли к выводу, что причиной аварии явилось разрушение шпилек, а усталостные повреждения шпилек произошли, в основном, в начальный период эксплуатации, когда отмечались повышенные вибрации колонн статора турбины, позднее устраненные.

В рассмотренном случае проглядывает очевидное сходство с аварией на агрегате № 2 СШ ГЭС. А именно — разрушение шпилек крепления крышки турбины, произошедшее внезапно, при штатном режиме работы и явившееся результатом накопления усталостных нарушений, инициированных повышенными вибрационными нагрузками в начальный период эксплуатации. Меньшие по сравнению с СШ ГЭС масштабы разрушений объясняются, во-первых, гораздо меньшим напором и, во-вторых, быстрым закрытием затворов на водоприемнике.

По результатам анализа причин аварии и для предотвращения подобного в будущем на станциях компании Manitoba Hydro внедрена система мониторинга креплений, находящаяся в напряженном состоянии, включающая обязательный контроль усилия затяжки, периодическую выборочную проверку наличия усталостных трещин.

Выводы

1. Приводятся результаты исследований частотных характеристик динамической системы водовод – турбина – отсасы-

вающая труба с заданием возмущающего воздействия в виде изменения пропускной способности турбины.

2. Анализ амплитудно-фазовых частотных характеристик пульсаций давления и напора показал:

в исследуемой системе амплитуда пульсаций давления может значительно превышать амплитуду пульсаций напора;

отношение частот собственных колебаний $f_{\text{отс}}/f_{\text{вод}}$ определяет количество окружностей амплитудно-фазовой характеристики и соответствующий набор резонансных пиков, который повторяется с периодичностью $\Delta\omega/2\pi = 2f_{\text{отс}}$;

в зависимости от частоты возмущений амплитуда колебаний в отсасывающей трубе может быть как больше, так и меньше амплитуды в спиральной камере.

3. Анализ фазочастотных характеристик показал, что колебания в спиральной камере и отсасывающей трубе могут происходить синхронно, в одной фазе, или со сдвигом по фазе на пол-периода. Чередувание наблюдается при переходе частоты вынужденных колебаний через гармоники собственной частоты водовода.

4. Коэффициенты передачи резонансных пиков увеличиваются с приближением к собственной частоте отсасывающей трубы. Одновременно сужается диапазон возмущающих частот, при которых резонанс развивается. Высокие значения коэффициентов передачи наблюдаются в чрезвычайно узких диапазонах возмущающих частот. Для напорной системы СШ ГЭС резонансы с коэффициентом передачи более 8 развиваются в диапазоне частот $\Delta f = f_{\text{рез}} \pm 0,1$ Гц.

5. Расчеты переходного процесса, выполненные с использованием математической модели СШ ГЭС с блоком расчета пульсаций, показали, что на область режимов, где произошла авария агрегата № 2, пришлось относительно небольшое повышение давления вследствие суммирования гидроудара при закрытии турбины и пульсаций давления в спиральной камере на жгутовой частоте, близкой к собственной частоте колебаний в напорном водоводе. В момент начала аварии пульсации давления в спиральной камере могли, как показывает расчет, иметь резонансное усиление амплитуды в об-

ласти основной частоты водовода. Коэффициент передачи в этой области не превышает 2, амплитуда пульсаций ± 10 м. Давление перед турбиной с учетом пульсационной компоненты составило 250 м (при проектном ограничении 285 м) и не могло привести к аварии [16].

6. Возникшие в последние годы гипотезы о резонансе в напорных системах и проточных трактах гидротурбин как причине аварий на ГЭС не получили ни теоретического, ни расчетного подтверждения, в том числе и для США ГЭС. В то же время известны очень близкие по сценарию аварии с отрывом крышки турбины из-за усталостных разрушений шпилек крепления.

ЛИТЕРАТУРА

1. **Шрамков К.А.** Исследование потока в водоводе с радиально-осевой турбиной // Энергомашиностроение, 1965. – № 8.
2. **Пази Л.Г.** Исследования периодических пульсаций давления в отсасывающих трубах гидротурбин // Труды ВНИИГидромаша, 1968. – Вып. 37.
3. **Владиславлев Л.А.** Вибрация гидроагрегатов гидроэлектрических станций. – М.: Энергия, 1972.
4. **Jaeger Ch.** Fluid transients in hydro-electric engineering practice. Blackie & son, 1977.
5. **Берлин В.В.** Влияние пульсаций давления в водоводах ГЭС на колебания активной мощности генератора по результатам натурных исследований / В кн. Проблемы динамики и статики высоконапорных гидротехнических и гидроэнергетических сооружений и оборудования. Под. ред. проф. М.М. Гришина. – М.: МИСИ, 1978. – Вып. 162.
6. **Смирнов А.М., Усталов В.А.** Испытания и наладка гидроэнергетического оборудования гидроэлектростанций. – М.: Энергия, 1980.
7. **Кривченко Г.И.** Автоматическое регулирование гидротурбин. – М. – Л.: Энергия, 1964.
8. **Гидромеханические** переходные процессы в гидроэнергетических установках. / Под ред. Г.И. Кривченко. – М.: Энергия, 1975.
9. **Пылев. И.М.** Проблемы нестационарности в гидротурбинах // Доклад на научно-техническом семинаре «Нестационарные явления в гидротурбинных блоках ГЭС». ОАО «Силовые машины», ЛМЗ, 9 – 10.12.2010.

10. **Брызгалов В.И.** Из опыта создания и освоения Красноярской и Саяно-Шушенской гидроэлектростанций. Производственное издание. – Красноярск, 1999.
11. **Берлин В.В., Муравьев О.А.** Комплекс программ для расчетов режимов регулирования и переходных процессов ГЭС, ГАЭС и крупных насосных станций //Труды Международной научно-технической конференции «Современное состояние и перспективы развития гидромашиностроения в XXI веке». Санкт-Петербург. 4-6.06.2003. – С.-Пб.: СПбГПУ, 2003.
12. **Тарасов В.Н.** Гидроупругие колебания агрегатов ГЭС // Гидротехническое строительство, 2012. – № 1.
13. **Тарасов В.Н.** Физические механизмы Саяно-Шушенской аварии //Гидротехническое строительство, 2012. – № 1.
14. **Башнин О.И.** Саяно-Шушенская катастрофа — синхронный гидроакустический резонанс? //Гидротехническое строительство, 2012. – № 7.
15. **Павликевич У.Л.** Отрыв турбинной крышки гидроагрегата № 1 на ГЭС Grand Rapids. Компания Manitoba Hydro, Виннипег, Манитоба, Канада, 1993, R3R 2C7.
16. **Берлин В.В., Муравьев О.А.** Технические аспекты аварии на втором агрегате Саяно-Шушенской ГЭС //Гидротехническое строительство, 2010. – № 5.

ОЦЕНКА СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ, НАХОДЯЩИХСЯ В ДЛИТЕЛЬНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ

*Мажбиц Г.Л., кандидат техн. наук, Горбунов В.А., инженер
(ВФ ОАО «НИИЭС»)*

Надежность и безопасность ГЭС зависят от многих факторов, одним из которых являются прочность и устойчивость при расчетных сейсмических воздействиях. Во многих случаях существует необходимость переоценки сейсмостойкости ГЭС, обусловленная введением в конце прошлого столетия новых карт сейсмического районирования территории России ОСР-97, в соответствии с которыми уровень сейсмичности большинства районов повысился на 1 – 2 бал-

ла по шкале MSK-64 (ускорение на поверхности грунта увеличилось в 2 – 4 раза) и превысил проектный.

Для оценки сейсмостойкости сооружений используется методический подход, который включает:

разработку пространственной или плоской конечно-элементной модели, включающей массив основания, а также само сооружение;

расчеты напряженно-деформированного состояния сооружения на основе вычислительных комплексов;

оценку запаса прочности и устойчивости ГТС.

Для длительно эксплуатируемых сооружений расчеты сейсмостойкости носят не только поверочный характер, когда база данных строится на основании фактических, а не проектных материалов, но и имеют ряд отличий от расчетов для проектируемых сооружений.

За период эксплуатации могут проявиться существенные деформации сооружений и оснований, неблагоприятные изменения физико-механических свойств материалов сооружений и грунтов оснований, дефекты и повреждения ГТС, непроектная работа отдельных элементов (противофильтрационных, дренажных и др.). Если в первые годы работы отклонения от проекта незначительно отражаются на общем состоянии сооружений и оснований, то для длительно эксплуатируемых ГТС фактическое состояние может существенно отличаться от проектного.

Таким образом, этапом, предшествующим разработке расчетной модели и заданию расчетных сейсмических воздействий, является определение фактического состояния ГТС на основании детального визуально-инструментального обследования с выявлением деформаций, повреждений и дефектов различного происхождения, определением физико-механических характеристик тел сооружений, грунтов оснований и т.д.

Кроме того, из чисто практических соображений расчетная модель должна учитывать дальнейшее старение сооружения. На основе результатов многолетних натуральных наблюдений выявляются основные тенденции и закономерности

накапливающихся изменений, и на их основе строятся прогнозные модели состояния ГТС.

Из вышеизложенного следует, что собственно расчеты надлежит выполнять в два этапа — на современное эксплуатационное состояние и на перспективу.

Используя предложенные подходы, были выполнены расчетные исследования устойчивости и прочности длительно эксплуатируемых бетонных и грунтовых ГТС при землетрясениях, уровень которых по новым сейсмическим картам на 1 – 2 балла по шкале MSK-64 превышал проектный.

Расчеты выполнялись методом конечных элементов (МКЭ) в рамках линейно-спектральной (ЛСТ) или динамической теории (ДТ) в зависимости от требований нормативных документов, предъявляемых к ГТС. В первом случае сейсмическое воздействие задавалось постоянной во времени векторной величиной сейсмического ускорения, во втором — подбиралась аналоговая нормированная однокомпонентная акселерограмма (рис. 1).

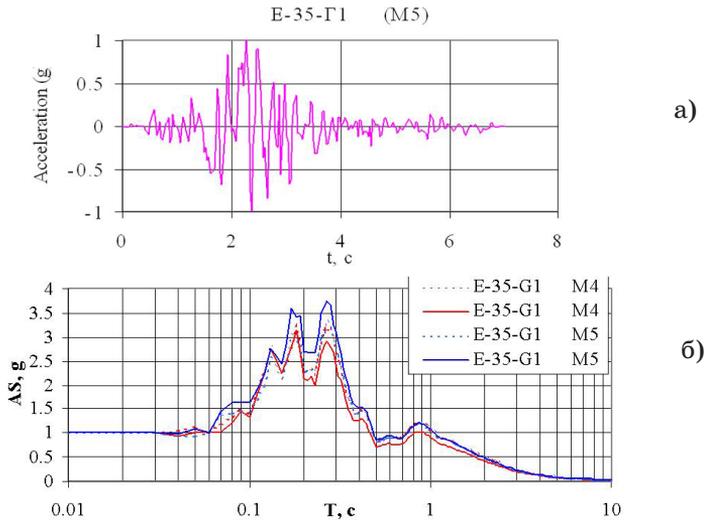


Рис. 1. Расчетные акселерограмма (а) и спектр действий акселерограммы землетрясения (б) в расчетах сейсмостойкости земляной плотины Чебоксарской ГЭС

Все бетонные сооружения рассчитывались в трехмерной постановке, земляные плотины — в основном, в плоской, реже — в объемной. Расчетная область включала в себя тело сооружения и блок основания (рис. 2 на цветной вкладке).

На первом этапе исследований, оценка сейсмостойкости при фактическом состоянии сооружения, в расчетной модели производился учет фактической истории возведения объекта, реальных деформаций и повреждений, прочностных, динамических и других свойств материалов сооружения и его основания, полученных в результате обследования и анализа данных натуральных наблюдений. Так, например:

учет выявленных макротрещин производился введением анизотропии свойств материала со снижением жесткости в направлении, перпендикулярном трещине;

учет параметров работы противофильтрационных устройств, неоднородность осадки сооружений — по результатам натуральных наблюдений за последние 5 лет эксплуатации.

Второй этап расчетов — прогноз сейсмостойкости сооружения, включал в себя состояния сооружения, полученного на основе построения достоверных прогнозных статистических моделей. Значение параметров принимались, как правило, с прогнозом на 5 лет. На рис. 3 (цветная вкладка) в качестве примера показаны результаты анализа натуральных наблюдений за фильтрационным режимом в основании водосливной плотины Чебоксарской ГЭС, его изменения во времени и прогноз.

На основе разработанных конечно-элементных моделей в рамках современных вычислительных программных комплексов определялось напряженно-деформированное состояние и коэффициенты запаса устойчивости ГТС.

В качестве иллюстраций результатов, полученных на различных этапах оценки сейсмостойкости энергетических сооружений, на рис. 4 – 6 на цветной вкладке в качестве примеров приведены некоторые результаты расчетов сейсмостойкости Князегубской ГЭС-11, каскада Нивских ГЭС и ГТС системы технического водоснабжения Ростовской АЭС.

Использование предложенного подхода позволяет:
рационально сформулировать требования к составу и объему обследования, предшествующего разработке расчетной модели;

максимально учесть фактическое и прогнозное состояния сооружения и получить результаты, обладающие практической ценностью.

РАСЧЕТНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ ПЕРВОГО ЯРУСА ЛВ-1 ВОДОПРИЕМНИКА ЗАГОРСКОЙ ГАЭС, В ТОМ ЧИСЛЕ, С УЧЕТОМ ДАННЫХ СИНХРОННЫХ ЗАМЕРОВ ПРИ СУТОЧНОМ ИЗМЕНЕНИИ УРОВНЯ ВЕРХНЕГО АККУМУЛИРУЮЩЕГО БАССЕЙНА

Лисичкин С.Е., доктор техн. наук, Рубин О.Д., доктор техн. наук, Нефедов А.В., кандидат техн. наук, Черненко В.Н., кандидат техн. наук, Пономарев Д.И., Мукашов Р.З., Лисичкин А.С., инженеры

Конструктивные особенности подпорных стен первого яруса верхнего бьефа левобережной и правобережной ветвями дамбы

В соответствии с проектом сопряжение водоприемника с правобережной (ПВ) и левобережной (ЛВ) ветвями дамбы верхнего аккумулирующего бассейна (ВАБ) Загорской ГАЭС осуществляется подпорными стенками, расположенными в двух ярусах по высоте, относящимися к сооружениям II класса. Верхние подпорные стенки первого яруса — это подпорные стенки уголкового типа, по пять из которых (ЛВ-1...ЛВ-5 и ПВ-1...ПВ-5) расположены со стороны верхнего бассейна слева и справа вдоль подводящего канала. Отметки подошвы стенок ступенчато изменяются по длине в диапазоне 222,05...233,30 м; отметки верха стенок — 244,50...247,30 м.

По проекту стенка ЛВ-1 имела длину 23,0 м; толщину в месте заделки в фундаментную плиту (в корневом сечении) 4,5 м; высоту — 17,95 м. Проектная марка бетона была при-

нята равной М200. Рабочее армирование у тыловой грани состояло из двух рядов арматуры класса А-II. При этом в наружном ряду была установлена арматура диаметром 60 мм, во внутреннем — диаметром 70 мм с одним и тем же шагом 400 мм. Поперечное армирование было выполнено переменным по высоте и в нижней части составляло $5,45 \text{ см}^2$ на 1 м высоты и длины стенки.

Фундаментная плита стенки имеет длину 27,5 м; толщину в месте действия максимального изгибающего момента 4,5 м (вертикальное сечение в сопряжении тыловой консоли фундаментной плиты с вертикальной консолью стены); длину тыловой консоли — 6,0 м. У верхней наклонной грани плиты установлена арматура класса А-II в два ряда. В наружном ряду поочередно установлена арматура диаметром 60 и 70 мм с шагом 140 мм, во внутреннем — арматура диаметром 70 мм с шагом 400 мм. Таким образом, рабочее армирование у верхней грани фундаментной плиты составляет $223 \text{ см}^2/\text{п.м.}$ У подошвы плиты установлена арматура класса А-III диаметром 40 мм с шагом 400 мм.

Важным элементом расчетной системы является железобетонный понур. Отметка верха плиты понура равна 226,5 м. Толщина плиты понура — 0,5 м. Арматура понура установлена у нижней грани плиты на расстоянии 100 мм. Армирование выполнено в виде плоского каркаса из арматуры диаметра 20 мм класса А-II с шагом 200 мм в обоих направлениях. Между понуром и фундаментными плитами стенок ЛВ-1, ЛВ-2, ПВ-1, ПВ-2 устроен деформационный шов толщиной 20 мм, заполненный 4-я битумными матами толщиной 5 мм каждый (модуль деформации битумных матов имеет достаточно малую величину порядка 0,6...2,5 МПа в зависимости от величины закрытия шва).

Основанием стенок по проекту являлись моренные суглинки, имеющие следующие расчётные характеристики: плотность сухого грунта ρ_d — $20,3 \text{ кН/м}^3$; плотность водонасыщенного грунта ρ_s — $22,8 \text{ кН/м}^3$; модуль деформации E — $46,5 \text{ МПа}$; коэффициент Пуассона ν — 0,35; сцепление C — $0,015 \text{ МПа}$; $\text{tg}\varphi = 0,43$; угол внутреннего трения

φ — 25,0°С. Обратная засыпка по проекту выполнялась моренным суглинком со следующими расчётными характеристиками: плотность сухого грунта ρd — 19,3 кН/м³; плотность водонасыщенного грунта ρs — 22,3 кН/м³; модуль деформации E — 37,6 МПа; коэффициент Пуассона ν — 0,35; сцепление C — 0,025 МПа; $\operatorname{tg} \varphi = 0,39$; угол внутреннего трения φ — 23,0°С.

В обратной засыпке на отм. 233,00 и 241,00 м предусматривались горизонтальные дренажи из песка с толщиной слоя 0,5 м, имеющие выход в нижний бьеф, однако, с начала эксплуатации было выявлено, что дренажная система практически не работает.

В строительный период (15.06.1986 г.) произошло внезапное обрушение вертикальных консолей подпорных стенок ЛВ-1 и ЛВ-2 вместе с призмой обратной засыпки. Подпорные стены были восстановлены с существенным увеличением толщины сечений (рис.1). Армирование подпорных стенок ЛВ-1 и ЛВ-2, возведенных после их разрушения, выполнено со стороны лицевой грани стержнями диаметром 32 мм (в верхней части) и 40 мм (в нижней части) с шагом 400 мм класса А-II. Со стороны тыловой грани армирование выполнено из арматуры диаметром 40 мм с шагом 400 мм класса А-II.

После восстановления и усиления подпорных стен в Институте «Гидропроект» были выполнены дополнительные расчеты прочности и устойчивости с учётом натуральных данных первых лет эксплуатации, в том числе расчеты величины фильтрационного давления за стенами («Загорская ГАЭС на реке Кунье. Технический отчёт о проектировании, строительстве и первом периоде эксплуатации». Том I. Основные сооружения и постоянный посёлок. Проектирование. Институт «Гидропроект». — М., 1999).

В вышеуказанных расчетах Гидропроекта рассматривались следующие характерные расчетные случаи:

случай нормальной эксплуатации при максимальном (НПУ = 266,5 м) и минимальном (УМО = 257,5 м) уровнях воды в верхнем аккумулирующем бассейне (ВАБ);

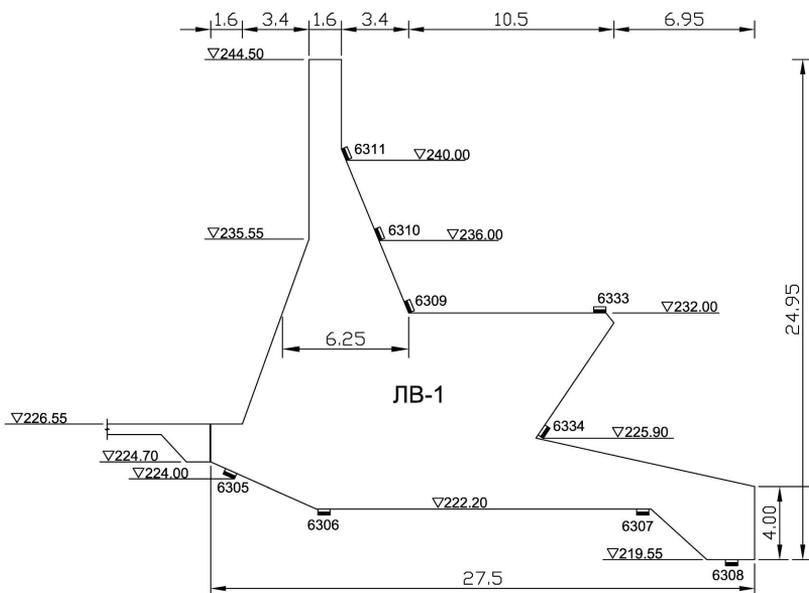


Рис. 1. Конструкция восстановленной подпорной стены ЛВ-1 со схемой размещения приборов (ПДС)

ремонтный случай (вариант 1), при котором отметка уровня воды соответствует отметке верха подпорных стенок 244,5 м (ниже отметки УМО);

случай аварийной сработки ВАБ до отм. 230,0 м.

Ввиду отсутствия натуральных данных при сработке ВАБ ниже УМО (которое ни разу не производилось в практике эксплуатации Загорской ГАЭС) для аварийного и ремонтного случаев (вариант 1), эпюры давления под подошвой и на тыловые грани стенок принимались по линейному закону для уровня воды в засыпке среднего между НПУ и УМО (262,5 м) в предположении выключения из работы двух рядов площадного песчаного дренажа в засыпке.

Согласно проведенным расчётам при быстром опорожнении ВАБ до ремонтного уровня и тем более до дна при принятых характеристиках грунтов и горизонтах застенных вод устойчивость стен не обеспечена (расчеты проводились без

учета упора стенок в понур), а при полной аварийной сработке ВАБ также не обеспечена прочность стен.

Следует отметить, что в ОАО «НИИЭС» были проведены специальные исследования фильтрационного режима в засыпке и основании подпорных стен первого яруса (включая стенку ЛВ-1) при сработке ВАБ до ремонтного уровня (отм. 244,5 м). При этом был принят уровень воды в засыпке ниже отм. 262,5 м, а также получена соответствующая эпюра давления воды на поверхность стенки ЛВ-1 (вариант 2). В соответствии с разработанной эпюрой на отм. 244,5 м давление воды на тыловую грань стенки равно нулю на отм. 245,0 м; 0,24 МПа — на отм. 236,0 м; 0,24 МПа — на отм. 225,90 м; 0,2 МПа — на отм. 219,55 м (на уровне низа подошвы тыловой консоли фундаментной плиты). Давление воды под понуром равно 0,10 МПа; под наклонной нижней поверхностью лицевой консоли фундаментной плиты изменяется от 0,10 (отм. 224,7 м) до 0,20 МПа (отм. 222, 20 м); под остальной основной частью подошвы фундаментной плиты стенки — 0,20 МПа (отм. 219,55...222,20 м). Данный вариант нагрузки был реализован в расчетах ЗАО «ИЦ СКТЭ», представленных ниже.

Анализ результатов синхронных замеров

Проблема недостаточной устойчивости и прочности подпорных стенок ЛВ и ПВ при быстрой сработке ВАБ потребовала дальнейшего изучения.

В качестве одной из перспективных задач в данном направлении представляется целесообразным выполнить натурные исследования в сочетании с конечно-элементным (КЭ) моделированием по определению фактической величины давления грунтовой засыпки и фильтрационного давления воды на тыловую грань подпорной стены ЛВ-1.

В этой связи возникла идея провести специальные, так называемые синхронные, замеры воды в засыпке по показаниям датчиков давления воды (ПДС) и напряжений в арматуре по показаниям армодинамометров (ПСАС) при сработке ВАБ от НПУ (266,5 м) до УМО (257,5 м).

При сработке ВАБ от НПУ до УМО в пазухе обратной засыпки стенки ЛВ-1 были получены следующие результаты:

величина пьезометрического уровня по данным ПДС № 6311 (отм. 240,00 м), уменьшилась от 257 до 256 м, то есть величина давления в метрах водяного столба изменялась в пределах 17...16 м (в расчетах Гидропроекта было принято 17 м);

показания ПДС № 6310 (отм. 236,00 м), оставались практически неизменными, то есть величина давления воды оставалась согласно натурным данным равной нулю (в расчетах Гидропроекта было принято около 24 м), что, возможно, указывает на недостоверность показаний данного прибора;

показания ПДС № 6309 (отм. 232,00 м) уменьшились от 252,5 до 250 м, то есть величина давления в метрах водяного столба изменялась в пределах 20,5...18 м (в расчетах Гидропроекта было принято 30,5 м);

показания ПДС № 6333 (отм. 232,00 м), уменьшились от 256,5 до 255,5 м, то есть давление изменялось в пределах 24,5...23,5 м (в расчетах Гидропроекта было принято 30,5 м);

показания ПДС № 6334 (отм. 225,90 м) уменьшились весьма существенно от 254 до 247 м, то есть величина давления изменялась в пределах 28...21 м (в расчетах Гидропроекта было принято 31,6 м).

При сработке ВАБ от НПУ до УМО под подошвой стенки ЛВ-1 были получены следующие результаты:

показания ПДС № 6305, установленного под нижней поверхностью лицевой консоли фундаментной плиты на отметке 224,00 м со стороны ВАБ, уменьшились от 244 до 242 м, то есть противодействие изменялось в пределах 19,5...17,5 м (в расчетах Гидропроекта было принято 29 м);

показания ПДС № 6306, установленного на отметке 222,20 м под подошвой фундаментной плиты со стороны ВАБ, оставались практически неизменными — около 240 м, то есть противодействие составляло 18 м (в расчетах Гидропроекта было принято 24,25 м);

показания ПДС № 6307, установленного на той же отметке 222,20 м горизонтального участка подошвы со стороны тылового зуба, уменьшились от 243 до 242 м, то есть противодействие находилось в пределах 20,5...19,5 м (в расчетах Гидропроекта было принято 24,25 м);

показания ПДС № 6308, установленного на отметке 219,55 м под тыловым зубом, оставались практически неизменными — около 237,5 м, то есть противодействие составляло 17 м (в расчетах Гидропроекта было принято 21 м).

Таким образом, анализ показаний ПДС, установленных в грунте засыпки у тыловой поверхности стены ЛВ-1 и под подошвой ее фундаментной плиты, и сопоставление их со значениями фильтрационного давления, принятого в уточнённых расчётах Гидропроекта, позволяет сделать следующие выводы:

на верхних отметках тыловой грани стены пьезометрические уровни согласно натурным данным приблизительно соответствуют расчётной эпюре фильтрационного давления как в летний, так и в зимний периоды;

посередине тыловой грани стены на отметке 236,00 м фиксируется близкое к нулю фильтрационное давление летом и около 4 м зимой, что ставит под сомнение показания ПДС в этой зоне;

на уровне полки уширения стены и на уровне верха фундаментной плиты фильтрационное давление летом меньше значений расчётной эпюры, а зимой приблизительно соответствует расчётной эпюре фильтрационного давления;

под подошвой фундаментной плиты стены ЛВ-1 приборы ПДС в зимний период фиксируют значения противодействия несколько меньшие значений расчётной эпюры, а в летний период — существенно меньшие значения.

При сработке ВАБ от НПУ до УМО наблюдается рост напряжений в арматуре, установленной в зоне тыловой грани стены, например, в зоне сопряжения тыловой грани с горизонтальной полкой уширения стены на отметке 232,00 м по показаниям ПСАС № 6124 от 32 до 42 МПа (на 10 МПа), по показаниям ПСАС № 6123 от 22 до 35 МПа (на 13 МПа).

Результаты расчётов восстановленной подпорной стены ЛВ-1

Для проведения расчетных исследований НДС подпорной стенки ЛВ-1 в ЗАО «ИЦ СКТЭ» были разработаны математические конечно-элементные (КЭ) модели системы «подпор-

ная стенка – понур – грунтовое основание» на основе разработанных ранее расчетных схем. Разработка конечно-элементных моделей выполнялась в рамках методики численного моделирования массивных железобетонных гидросооружений, усовершенствованной в ЗАО «ИЦ СКТЭ». При этом в КЭ моделях воспроизводились конструктивные особенности подпорных стенок (такие как расположение контактных строительных швов, ослабляющих конструкции; схемы армирования элементов конструкций и др.); массивы грунтов основания и засыпки; особенности характера действия нагрузок (включая давление воды и грунта в основании и в засыпках стенок; режим аварийной сработки бассейна и др.); физико-механические характеристики материалов сооружения, грунтов основания и засыпки подпорной стенки и др.

Особое внимание уделялось моделированию деформационного шва между фундаментными плитами подпорных стенок и железобетонным понуром.

Вид конечно-элементной модели системы «подпорная стенка ЛВ-1 – понур – грунтовое основание» представлен на рис. 2.

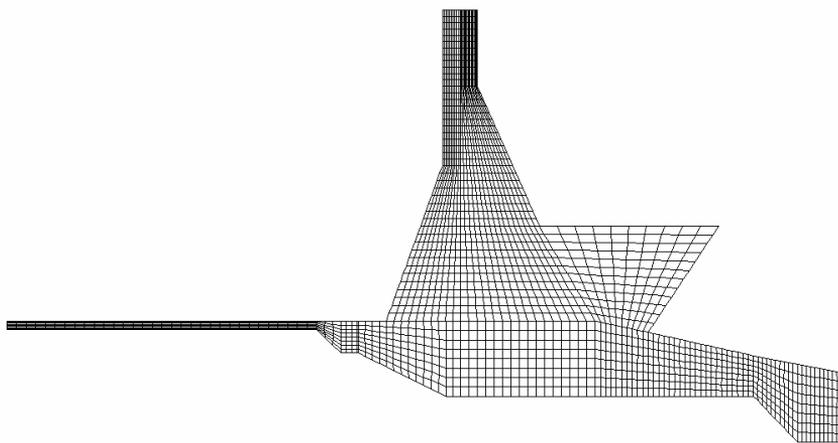


Рис. 2. Вид конечно-элементной модели подпорной стенки ЛВ-1 водоприемника Загорской ГАЭС с понуром (основание условно не показано)

При моделировании железобетонных конструкций подпорных стен и понура использовались линейно-упругие изотропные модели бетона. Для грунтов основания и засыпок, а также при моделировании низко модульной прокладки из битумных матов шва между стенами и понуром, применялись упругопластические нелинейные модели.

Основание моделировалось послойно с учётом геологического строения, принятого для расчётной области. Причём по каждому слою учитывалось увеличение модуля деформаций по мере нарастания глубины данного слоя в зависимости от степени уплотнения.

Для сопоставления с результатами синхронных замеров были выполнены расчёты для эксплуатационных случаев при УМО и НПУ в ВАБ; а также (для оценки влияния сработки бассейна до отметки 244,5 м (верха стены ЛВ-1)) для ремонтных случаев (варианты 1 и 2).

Таким образом, были рассмотрены следующие характерные расчетные случаи:

случай нормальной эксплуатации при максимальном (266,5 м) уровне воды в ВАБ (НПУ);

случай нормальной эксплуатации при минимальном (257,5 м) уровне воды в ВАБ (УМО);

ремонтный случай (вариант 1), при котором отметка уровня воды соответствует отметке верха подпорных стенок 245,5 м (ниже отметки УМО);

ремонтный случай (вариант 2), при котором отметка уровня воды соответствует отметке верха подпорных стенок 245,5 м (ниже отметки УМО);

При этом в варианте 1 уровень воды в засыпке находится на отметке 262,5 м (среднее между НПУ и УМО), а эпюра давления воды принималась по данным Гидропроекта; в варианте 2 уровень воды в засыпке находится на отметке ниже 262,5 м, а эпюра давления воды принималась по данным ОАО «НИИЭС».

Давление грунта засыпки определялось в соответствии с положениями нормативных документов (СНиП 2.06.07-87 «Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и

рыбозащитные сооружения»), при этом коэффициент бокового давления на вертикальный участок стены составлял 0,589, на наклонный — 0,780.

Результаты расчётов в эксплуатационном случае при НПУ

Основные результаты расчёта приведены в табл. 1.

В сечении консоли стены в сопряжении с полкой её уширения вертикальные сжимающие напряжения в бетоне с лицевой стороны достигают 0,32 МПа, а в арматуре тыловой грани действуют сжимающие напряжения, равные 9,5 МПа.

Согласно синхронным замерам при НПУ, сжимающие напряжения в арматуре этой зоны по ПСАС № 6124 составляют 32 МПа, по ПСАС № 6123 — 22 МПа, а в среднем — 27 МПа, то есть с большой долей уверенности можно предположить, что фактическая нагрузка со стороны тыловой грани (скорее фильтрационное давление, чем давление грунта) в момент синхронных замеров было больше, чем принималось по эпюре фильтрационного давления.

Результаты расчётов в эксплуатационном случае при УМО

Основные результаты расчётов приведены в табл. 1.

Таблица 1

Основные результаты расчёта НДС стены ЛВ-1

Тип напряжений	Направления напряжений	Эксплуатационные случаи		Ремонтный случай (вариант 1)	
		при НПУ	при УМО		
Напряжения σ_y (МПа) в бетоне на лицевой грани стены, отм. 232,0 м		-0,32	-1,04	-2,62	
Напряжения (МПа) в продольной арматуре у тыловой грани		-9,5	57,3	286,1	
Напряжения σ_x (МПа) в тонкой части понура	верхняя грань	1,7	2,5	3,2	
	нижняя грань	-5,4	-11,1	-18,8	
Напряжения (МПа) в шве между стеной и понуром	σ_x	верхняя грань	-1,05	-2,23	-4,18
		нижняя грань	-0,47	-0,68	-0,80
	τ_{xy}	верхняя грань	-0,02	-0,04	-0,08
		нижняя грань	-0,02	-0,04	-0,08

В сечении консоли стены на уровне сопряжения с полкой её уширения вертикальные сжимающие напряжения в бетоне с лицевой стороны достигают 1,04 МПа, а растягивающие напряжения в арматуре тыловой грани составляют 57,3 МПа.

Согласно синхронным замерам при УМО, растягивающие напряжения в арматуре этой зоны по ПСАС № 6124 составляют 42 МПа, по ПСАС № 6123 — 35 МПа, а в среднем — 37,5 МПа, то есть с большой долей уверенности можно предположить, что фактическая нагрузка со стороны тыловой грани (скорее фильтрационное давление, чем давление грунта) в момент синхронных замеров была несколько меньше, чем принималась по эпюре фильтрационного давления.

С учётом сопоставления расчётных и натурных напряжений при НПУ можно полагать, что при НПУ уровень воды в пазухе стены — выше, а при УМО — ниже отметки 262,5 м, что собственно и наблюдается при синхронных замерах показаний ПДС, то есть при сработке ВАБ до УМО происходит снижение уровня воды за стенами.

Результаты расчётов в ремонтном случае (вариант 1)

При дальнейшем снижении горизонта воды в ВАБ до отметки верха стены ЛВ-1 (244,5 м) НДС стены ЛВ-1 продолжает ухудшаться.

В сечении консоли стены в сопряжении с полкой её уширения вертикальные сжимающие напряжения в бетоне с лицевой стороны увеличиваются до 2,62 МПа, а растягивающие напряжения в арматуре тыловой грани — до 286,1 МПа (см. табл. 1).

Следует заметить, что напряжения в арматуре по нашему расчёту (286,1 МПа) и по уточнённому расчёту Гидропроекта (279,0 МПа) в ремонтном случае совпадают и незначительно превышают расчетное сопротивление арматуры класса А-II (280 МПа).

Результаты расчётов в ремонтном случае (вариант 2)

В тыловой арматуре подпорной стенки ЛВ-1, пересекающей трещину на отм. 232,0 м (сечение 1 – 1), растягивающие напряжения достигают величины 235,2 МПа; на отм. 235,5 м (сечение 2 – 2) — величины 197,7 МПа, то есть не превышают

расчетного сопротивления арматуры класса А-II (280 МПа).

Деформационный шов между зубом понура и торцом лицевой консоли фундаментной плиты подпорной стенки, воспринимающий сжимающие и касательные напряжения, в верхней части прижимается на протяженности 0,6 м (на величину до 5 мм), а в нижней части раскрывается на величину 5,5 мм (на отметке 224,55 м). Касательные напряжения на участке сжатия деформационного шва невелики (не превышают 0,2 МПа) и удовлетворяют условиям сопротивления сдвигу, соответствующим простому трению бетона по бетону $\tau < 0,65 \sigma$.

Таким образом, плита понура подвергается неравномерному обжатию, что благоприятным образом сказывается на условиях работы и на НДС плиты. Плита понура (по всей длине) совместно с зубом работает как внецентренножатый элемент. Верхняя грань плиты понура стенки ЛВ-1 по всей длине сжата при максимуме в корневом сечении с учетом концентрации 1,88 МПа. Также практически сжата и нижняя грань (при максимуме с учетом концентрации 0,92 МПа в корневом сечении), за исключением небольшого участка растяжения (0,03 МПа), в пределах которого растяжение воспринимается арматурой плиты понура.

Полученное из расчета МКЭ усилие реакции отпора понура при упоре в него фундаментной плиты подпорной стенки ЛВ-1 составило 913 кН. С учетом полученного усилия отпора понура устойчивость подпорной стенки ЛВ-1 при действии нагрузок ремонтного случая (вариант 2) обеспечивается.

Таким образом, выполненные в ЗАО «ИЦ СКТЭ» расчетные исследования НДС показали, что прочность и устойчивость подпорной стенки ЛВ-1 обеспечивается при нагрузках ремонтного случая (вариант 2).

Анализ результатов проведенных расчетных исследований НДС подпорной стенки ЛВ-1, а также сопоставление расчётных и натуральных данных, полученных при синхронных замерах, о напряжениях в арматуре свидетельствуют о снижении уровня воды в засыпке при сработке ВАБ от НПУ до УМО (то есть об уменьшении нагрузки), что подтверждается показаниями ПДС. Это противоречит предположению о не-

изменной эпюре фильтрационного давления в засышке, принятой в уточнённых расчётах Гидропроекта, а также в наших расчётах при НПУ, УМО и в ремонтном случае согласно рекомендациям Гидропроекта. Таким образом, при сработке ВАБ происходит определенное снижение уровня воды в засышке стены ЛВ-1.

Планируется продолжить исследования состояния подпорных стен первого яруса водоприемника при сработке ВАБ до ремонтного уровня в направлении корректировки нагрузок (уменьшения нагрузок).

ОСОБЕННОСТИ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КАМЕННО-ЗЕМЛЯНОЙ ПЛОТИНЫ САНГТУДИНСКОЙ ГЭС-1 ПРИ ПОДНЯТИИ УРОВНЯ ВОДЫ В ВОДОХРАНИЛИЩЕ ДО ПРОЕКТНОЙ ОТМЕТКИ

Рубин О.Д., доктор техн. наук, Лисичкин С.Е., доктор техн. наук, Нефедов А.В., кандидат техн. наук, Олимпиев Д.Н., кандидат техн. наук, Мукашов Р.З., Пономарев Д.И., Лисичкин А.С., инженеры

В соответствии с проектом в составе каменно-земляной плотины (КЗП) Сангтудинской ГЭС-1 были предусмотрены следующие конструктивные элементы: центральное ядро из супесчано-щебенистых грунтов; два слоя обратных фильтров; упорные призмы из гравийно-галечникового грунта; каменные банкеты и крепления откосов; противо-фильтрационная и цементационная завесы в основании плотины. На рис.1 и 2 представлена конструкция плотины в поперечном разрезе для руслового и берегового створов плотины.

Плотина имеет максимальную строительную высоту 75 м, ширину по гребню — 12 м, максимальную ширину по основанию — 433 м, длину по гребню — 517 м. Отметка гребня — 576,50 м. Заложение верхового откоса 1 : 2,5. Заложение низового — 1 : 2,1 до отм. 552,50 м, на которой устраивается берма шириной 6 м, и 1 : 2,25 — выше бермы. Отметка верха ядра

плотины — 575,0 м, ширина ядра по верху — 3,0 м, заложение верхового и низового откосов ядра — 1 : 0,3.

В процессе строительства конструкция каменно-земляной плотины претерпела существенные изменения (в отличие от первоначальных предпосылок проекта). Упомянутые изменения были обусловлены, в первую очередь, наличием высоко проницаемого неравномерно распределенного по объему техногенного слоя в основании ядра плотины в ее русловой части.

Из-за наличия техногенной зоны под ядром плотины возникла необходимость устройства дополнительных противодиффузионных элементов в основании и в теле плотины, а также других конструктивных изменений («стены в грунте» под ядром плотины путем струйной цементации, инъекционной завесы с верховой стороны и др.). Также возникла необходимость устройства асфальтобетонной диафрагмы (АБД), конструкция которой была предложена и реализована в рамках корректировки проекта в стадии строительства. Вместо двух рядов инъекционной завесы, предусмотренных первоначально проектом, было выполнено восемь рядов со стороны верхнего бьефа, а также два ряда со стороны нижнего бьефа.

При проведении работ по возведению КЗП до проектной отметки на русловом участке возникали длительные перерывы вследствие того, что с площадки, расположенной на отметке 556,00 м, проводились работы по устройству инъекционной завесы в целях снижения фильтрации в основании под ядром плотины. Тем не менее, к концу июля 2009 г. возведение КЗП до проектной отметки ее гребня (отм. 576,0 м) было практически завершено.

Наполнение водохранилища происходило поэтапно с учетом темпов возведения плотины. На начальном этапе после отсыпки перемычек, перекрывающих русло реки (ноябрь 2006 г.), уровень воды в водохранилище был поднят на отметку 524,0 м. Весной 2007 г. уровень воды в водохранилище был поднят на отметку 534,0 м. Весной 2008 г. уровень воды в водохранилище был поднят на отметку 554,0 м (пусковой уровень для пуска 1-го агрегата).

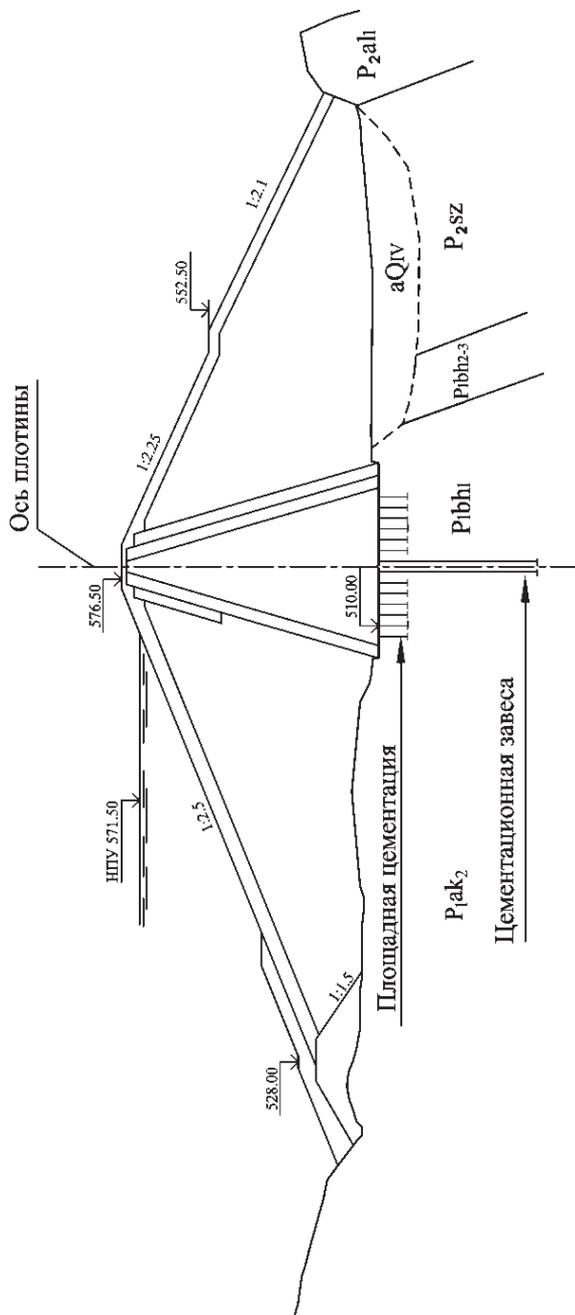


Рис. 2. Конструкция КЭПЗ, поперечный профиль на ПК 1 + 45 (берег)

Во втором полугодии 2009 г., после завершения инъекционных работ с площадки на отметке 556,00 м был осуществлен подъем уровня воды в водохранилище до отметки 560,00 м,

После длительной выдержки, а также с учетом результатов расчетных исследований (о которых сказано ниже), было принято решение о подъеме уровня верхнего бьефа до отм. 571,5 м.

Таким образом, во второй половине 2010 г. осуществлялось поднятие уровня верхнего бьефа до проектного уровня с отм. 560,77 м до отм. 571,5 м. Наполнение водохранилища происходило поэтапно за 62 дня (в течение двух месяцев с августа по ноябрь 2010 г.) отрезками по пять дней, затем делался перерыв два дня для оценки ситуации.

Режим наполнения водохранилища был определен в соответствии с положениями «Программы поднятия уровня верхнего бьефа водохранилища Сангтудинской ГЭС-1». Через каждый 1 м подъема УВБ проводилось снятие показаний контрольно-измерительной аппаратуры (КИА).

В целях получения прогнозной оценки состояния КЗП в случае подъема уровня воды в водохранилище до проектной отметки 571,5 потребовалось проведение расчетных исследований геофильтрационного режима и НДС КЗП. Актуальность указанных расчетов подчеркивалась также недостаточным оснащением измерительных створов КЗП КИА (в том числе вследствие выхода из строя части КИА).

В рамках положений «Программы поднятия уровня верхнего бьефа водохранилища Сангтудинской ГЭС-1» в ЗАО «ИЦ СКТЭ» были выполнены работы по расчетной оценке состояния каменно-земляной плотины в период поднятия уровня верхнего бьефа водохранилища Сангтудинской ГЭС-1 до отм. 567,0 м; а также далее до отм. 571,5 м. При этом обеспечивалось расчетное сопровождение процесса подъема уровня воды в водохранилище.

При выполнении указанных работ были разработаны два типа конечно-элементных моделей: геофильтрационные модели для расчетов фильтрации в теле и основании плотины и

геомеханические модели для определения НДС КЗП совместно с основанием в основных створах сооружения, и, в особенности, в наиболее ответственной части плотины — в русловом створе (измерительный створ №4 на ПК 3+10); а также в береговом створе (измерительный створ №2 на ПК 1+45). Конечно-элементные модели представлены на рис. 3–4 на цветной вкладке.

Решение поставленных задач по оценке НДС осуществлялось на основе геомеханических моделей грунтовых массивов КЗП и основания с учётом нелинейных свойств грунтов методом конечных элементов (МКЭ). Данный подход позволяет учитывать сложную геометрию рельефа и неоднородность массива, нелинейную деформацию грунтов.

Для описания нелинейных свойств расчетной области использовалась гиперболическая зависимость между напряжениями и деформациями, впервые предложенная R.L. Kondner и J.S. Zelasko в 1963 г., дополненная J.M. Duncan и C.Y. Chang в 1970 г.

Использованные в расчетах физико-механические параметры грунтов были приняты по данным АО «Институт Гидропроект», а также по данным ОАО «ВНИИГ имени Б.Е. Веденеева».

Разработанные расчетные схемы и конечно-элементные модели учитывали поэтапность возведения КЗП в соответствии с календарными графиками возведения КЗП и заполнения водохранилища, в том числе учитывались данные натурных наблюдений, материалы выполненных работ по инженерным изысканиям, проводимых для обоснования рабочей документации строительства Сангтудинской ГЭС-1.

Моделирование условий поэтапного возведения каменно-земляной плотины предусматривало учет собственного веса элементов КЗП и изменяющихся со временем свойств грунтов основания, особенности конструкции противофильтрационных элементов, упорных призм, ядра и переходных зон плотины, а также учет силового воздействия воды, которое вычислялось при повышении уровня воды в верхнем бьефе из решения задачи стационарной фильтрации на основе геофильтрационной модели.

При этом на каждом из этапов заполнения водохранилища разработанные модели калибровались на основании натурных данных, полученных в ходе подъема уровня воды: с отметки 524,0 м по отм. 534,0 м; с отметки 534,0 м по отм. 554,0 м; с отметки 554,0 м по отм. 560,70 м; с отметки 560,0 м по отм. 567,00 м; с отметки 567,0 м по отм. 571,50 м.

Таким образом, на каждом из этапов подъема уровня воды в водохранилище выполнялась оценка состояния НДС КЗП. Ниже, в качестве примера, приведены результаты расчетов НДС КЗП в русловой части плотины, где процессы изменения НДС носят более выраженный характер, чем на береговом участке.

При подъеме уровня воды в водохранилище с отметки 554,0 м до отм. 560,70 м наибольшие абсолютные вертикальные перемещения гребня плотины составили -1,62 м. При этом абсолютные горизонтальные перемещения тела плотины имели направление в сторону НБ. Наибольший сдвиг (0,64 м) отмечался в приконтактной зоне между верховой призмой и ядром плотины.

В результате расчета напряженного состояния тела плотины было получено, что по высоте плотины напряжения вертикальные сжимающие напряжения изменяются в диапазоне от -0,59 до -1,43 МПа. В основании плотины отмечались концентрации напряжений до -5,0 МПа по контакту инъекционной завесы с окружающим массивом основания.

На этапе подъема уровня воды до отметки 567,00 м в результате расчетов на основе откалиброванных моделей было получено, что наибольшие абсолютные вертикальные перемещения гребня плотины составили -1,64 м. При этом абсолютные горизонтальные перемещения тела плотины составили 0,69 м в приконтактной зоне между верховой призмой ядром плотины.

Было получено, что по высоте плотины вертикальные сжимающие напряжения изменяются в диапазоне от -0,60 до -1,46 МПа. В основании плотины отмечались концентрации напряжений до -5,2 МПа по контакту инъекционной завесы с окружающим массивом основания.

На этапе подъема уровня воды до отметки 571,50 м в результате расчета на основе откалиброванных моделей было получено, что наибольшие абсолютные вертикальные перемещения гребня плотины составили -1,70 м. При этом абсолютные горизонтальные перемещения тела плотины составили 0,72 м. (рис. 5 – 6 на цветной вкладке).

Для оценки влияния гидростатических сил при подъеме уровня воды с отм. 567,00 м до отм. 571,50 м на рис. 7 – 8 на цветной вкладке представлены приращения вертикальных и горизонтальных перемещений тела плотины. Таким образом, при увеличении уровня воды на 4,5 м отмечается локальный рост уровня вертикальных перемещений (6,3 мм) в тех областях, где концентрируется фильтрационное давление (перед ядром плотины в нисходящем фильтрационном потоке, а также в массиве основания над пачками глин, экранирующих нисходящий в основание поток). Также отмечается рост горизонтальных перемещений (4,8 мм) в локальных зонах, вдоль которых происходит движение горизонтальной составляющей фильтрационного потока. Максимальные приращения горизонтальных перемещений отмечаются внутри ядра плотины и на поверхности откоса низовой призмы.

На рис. 9 на цветной вкладке представлены цветовые поля распределения эффективных вертикальных напряжений тела плотины (МПа). По высоте плотины напряжения изменяются в диапазоне от -0,60 до -1,38 МПа.

В общем случае напряженное состояние плотины определяется взвешиванием нижней части верховой призмы (при этом наблюдается снижение эффективных напряжений), в то же время происходит определенный рост напряжений в верхней части верховой призмы в зонах влияния фильтрационного давления. В нижней части низовой призмы наблюдается рост эффективных напряжений под действием гравитационных сил, в то же время происходит определенное снижение напряжений в верхней части низовой призмы в зонах влияния фильтрационного давления.

При вертикальных и горизонтальных деформациях в верхней части плотины отчетливо наблюдается эффект влия-

ния вертикальной и горизонтальной составляющих фильтрационного давления в зонах верховой и низовой призм вдоль контакта с ядром и начинает превалировать над влиянием взвешивания.

В ходе анализа результатов расчетов поэтапного возведения КЗП и наполнения водохранилища были выявлены особенности, вызываемые нагрузками каждого расчетного этапа:

1. Собственный вес слоя грунта в рамках данного расчетного этапа вызывает осадку плотины как в пределах этого слоя, так и в теле ранее отсыпанной части плотины.

2. Подъем горизонта воды в верхнем бьефе вызывает подъём горизонтальной депрессионной поверхности грунтовых вод в верховой призме практически до отметки воды в водохранилище, падение депрессионной поверхности в пределах ядра до практически горизонтальной депрессионной поверхности в низовой призме плотины с отметкой горизонта воды в нижнем бьефе.

3. Взвешивание грунта, расположенного ниже депрессионной поверхности воды, вызывает подъем верховой призмы и ядра плотины и практически нулевые перемещения в низовой призме плотины.

4. Фильтрационное давление, возникающее главным образом в зонах упорных призм, примыкающих к ядру и в наибольшей степени в самом ядре плотины, вызывает:

горизонтальные перемещения плотины в сторону нижнего бьефа;

вертикальные перемещения вниз (осадки) в зоне контакта верховой призмы с ядром, и вверх (подъёмы) в зоне контакта низовой призмы с ядром за счёт нисходящего (в ВБ) и восходящего (в НБ) фильтрационного потока, огибающего противofильтрационную завесу.

Таким образом, было установлено, что воздействия взвешивания и вертикальной составляющей фильтрационного давления на вертикальные перемещения плотины в зонах контактов верховой и низовой призм плотины с ядром прямо противоположны по знаку.

На начальных этапах строительства КЗП при низких отметках водохранилища и небольших перепадах уровней воды верхнего и нижнего бьефов влияние вертикальной составляющей фильтрационного потока на вертикальные перемещения не существенно, а влияние взвешивающего давления при максимальной толщине плотины — наибольшее. Поэтому первые этапы подъема водохранилища вызывают подъем верховой призмы КЗП (в русловом створе плотины на ПК 3+10).

По мере подъема горизонта водохранилища влияние взвешивания уменьшается ввиду уменьшения толщины верховой призмы КЗП, а влияние вертикальной составляющей фильтрационного давления увеличивается ввиду увеличения перепада отметок депрессионной поверхности в верхнем и нижнем бьефах.

В период повышения горизонта воды в водохранилище влияние вертикальной составляющей фильтрационного давления в приконтактных зонах призм с ядром начинает превалировать над влиянием взвешивания. При этом под действием вертикальной составляющей фильтрационного давления, направленной в верхнем бьефе вниз, а в нижнем бьефе — вверх, нагрузки отдельного этапа вызывают осадки верхней части верховой упорной призмы плотины и подъемы верхней части низовой упорной призмы. В дальнейшем при подъеме до отм. 571,5 м происходит определенное снижение интенсивности осадок верховой упорной призмы.

На основе разработанных конечно-элементных моделей руслового и берегового участков с учетом результатов натурных исследований (показаний пьезометров) была проведена оценка НДС КЗП при поднятии уровня воды в водохранилище до отм. 571,50 м. Был сделан вывод о формировании благоприятного фильтрационного режима в низовой призме плотины, в том числе об удовлетворительной работе элементов противофильтрационного контура в основании плотины (инъекционной и цементационной завес) при наполнении водохранилища с отм. 560,77 м до отм. 571,5 м. Тем самым была обоснована возможность безопасного подъема уровня воды в водохранилище до проектной отметки.

Отмечено, что повышение уровня воды до отм. 571,5 м, а также изменение условий и режима работы КЗП в совокупности с имеющимися конструктивными особенностями в значительной степени определяют существующее состояние КЗП и представляют комплексную базу для создания постоянно действующих математических моделей КЗП.

Анализ результатов фильтрационных расчетов плотины с основанием позволил оценить механизм влияния гидродинамических сил на процессы формирования напряженно-деформированного состояния плотины. Выявлены характерные особенности НДС, связанные с распределением вертикальной составляющей фильтрационного давления в теле КЗП.

Следует использовать разработанные геофильтрационные и геомеханические конечно-элементные модели КЗП Сангудинской ГЭС-1 совместно с основанием в качестве постоянно действующих моделей, на основе которых (при внесении в них соответствующих корректировок с учетом новых данных натурных наблюдений) выполнять оценку фильтрационного режима и напряженно-деформированного состояния при последующей эксплуатации.

НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ СИММЕТРИЧНЫХ ПЛОТИН ИЗ КАМНЯ, УКРЕПЛЕННЫХ ЦЕМЕНТНЫМ РАСТВОРОМ

Каганов Г.М., доктор. техн. наук, Волков В.И., кандидат техн. наук, Дмитриев Д.С., инженер (ФГОУ ВПО «Московский государственный университет природообустройства»)

В настоящее время все большее распространение получают бетонные плотины из укатанного бетона, в том числе гравитационные с вертикальной (или слабонаклонной) напорной гранью.

Развитием такого типа плотин можно считать новые конструкции плотин из камня, укрепленного цементным раствором, возведенные в последние годы. Такие плотины, назы-

ваемые симметричными, с заложением верхового и низового откосов порядка 0,5 – 0,7 уже построены в некоторых странах. Указанные симметричные плотины обладают достоинствами каменно-земляных плотин (с хорошо отработанной технологией укладки и уплотнения камня) и плотин из укатанного бетона, где применяется сравнительно незначительное количество смешанного вяжущего с весьма небольшим количеством укатанного цементного раствора.

Из литературных источников [1] известно о шести таких плотинах, которые уже построены или находятся на стадии проектирования. Основные сведения по этим сооружениям представлены в табл. 1.

Достоинствами симметричных плотин являются:

отсутствие растягивающих напряжений на верховой грани, что упрощает соблюдение критериев прочности, принимаемых для верховой грани обычных гравитационных плотин;

низкая стоимость в связи с минимальным расходом цемента, порядка 30 кг/м³ (что существенно меньше, чем в часто применяемом обычном укатанном бетоне) при эффективной технологии укладки с высокой интенсивностью;

с учетом имеющихся сведений, возможность строительства на полускальных и даже плотных не скальных основаниях;

опыт построенных плотин позволяет считать, что в качестве заполнителя может быть использован аллювий (даже с содержанием илистых частиц, до 10%);

с учетом построенных плотин можно считать, что симметричные плотины обладают высокой сейсмостойкостью;

симметричные плотины могут быть использованы в качестве водобросных;

по оценкам стоимость 1 м³ камня, укрепленного цементным раствором, составляет 8,65 руб. в ценах 1984 года.

К сожалению, практически отсутствуют какие-либо сведения о напряженно-деформированном состоянии (НДС) описанных выше плотин, по которым имеются лишь отдельные, отрывочные сведения. Отдельные методические расчеты, выполненные в [1], не позволяют оценить влияние ряда фак-

Таблица 1

Построенные и проектируемые симметричные плотины

Место строительства	Год возведения	Высота плотины (м)	Длина по гребню (м)	Грунты основания	Заложение	Напорная грань	Противопон
Греция	На стадии проектирования	108	-	Слабые кварциты и филиты	0,9	Сборный ж/б экран с горизонтальными пустотами-дренами	Цемент завеса
Турция	2005	107	280	Асидные и меловые сланцы	0,7	Сборные бетонные панели с закрепленной на них пленкой ПВХ	Цемент завеса
Турция	На стадии строительства	100	212	Прочные гнейсы и слюдяные сланцы	0,7	Ж/б экран, бетонированный в скользящей опалубке шириной 12 м	Цемент завеса в русле ГОВЫХ I
Марокко	-	41,5	-	Слабые филиты	0,7	-	
Венесуэла	2008	40	524	-	0,7	Сборный ж/б экран	
Доминиканская республика	1996	28	-	Слабые песчаные грунты	0,7	Двухслойный ж/б экран, бетонированный после кладки плотины	Цемент завеса
Греция	1992	24,5	-	Плотный гранит	0,5	Ж/б экран, бетонированный после кладки плотины, толщиной 30 см	
Россия	Вариант проекта	65	600	Мягкие грунты	0,7	Экран из пленки CARPI	Цемент завеса

торов, весьма важных для конструирования указанных плотин. В частности, не совсем ясным является влияние на НДС модуля деформации основания и, в том числе, влияние на НДС соотношения: модуль упругости тела плотины – модуль упругости основания ($E_{пл}/E_{осн}$), что позволит определить применимую границу деформативных свойств основания. В этом плане крайне важной была бы оценка величины коэффициента концентрации напряжения (k_K), который для симметричных плотин никогда еще не определялся. Концентрация напряжения может оказать существенное влияние на работу плотины, в частности, она может привести к разрушению основания (под низовой гранью) или разрыву цементационной завесы (под верховой гранью).

С учетом вышеизложенного, представляется целесообразным рассмотрение отдельных вопросов, связанных с проектированием симметричных плотин.

В задачу настоящих исследований входило:

1. Оценка влияния заложения верховой и низовой граней на напряженное состояние на контакте системы: плотина – основание.
2. Оценка влияния соотношения модулей упругости плотины и основания ($E_{пл}/E_{осн}$) на напряженное состояние на контакте плотины с основанием.
3. Определение величины концентрации напряжения на контактах верховой и низовой граней плотины с основанием (точки А и В) (рис.1).

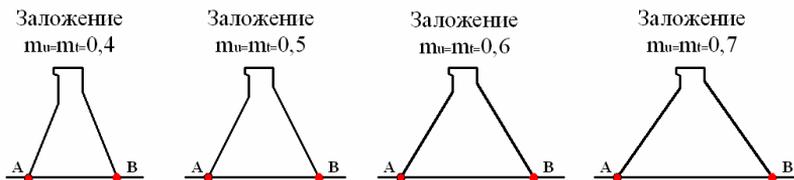


Рис. 1. Профили симметричной плотины

4. Анализ экономической эффективности возведения симметричных плотин из камня, укрепленного цементным ра-

створом, по сравнению с построенной плотиной Капанда (Ангола) из обычного укатанного бетона.

Коэффициент концентрации напряжения на верховой грани определялся, как отношение напряжений, полученных на основе расчетов с использованием теории упругости к напряжениям, полученным методом строительной механики:

$$k_{\text{к}}^{\text{u}} = \sigma_{\text{т.у.}}^{\text{u}} / \sigma_{\text{с.м.}}^{\text{u}},$$

где $k_{\text{к}}^{\text{u}}$ — коэффициент концентрации напряжения под верховой гранью; $\sigma_{\text{т.у.}}^{\text{u}}$ — напряжения, полученные на основе расчета с использованием теории упругости; $\sigma_{\text{с.м.}}^{\text{u}}$ — напряжения, полученные методом строительной механики.

Коэффициент концентрации напряжения на низовой грани определялся аналогично:

$$k_{\text{к}}^{\text{t}} = \sigma_{\text{т.у.}}^{\text{t}} / \sigma_{\text{с.м.}}^{\text{t}},$$

где $k_{\text{к}}^{\text{t}}$ — коэффициент концентрации напряжения под низовой гранью; $\sigma_{\text{т.у.}}^{\text{t}}$ — напряжения, полученные на основе расчета с использованием теории упругости; $\sigma_{\text{с.м.}}^{\text{t}}$ — напряжения, полученные методом строительной механики.

Рассматривались четыре различных профиля плотины, с заложениями верховой и низовой граней, равными 0,4; 0,5; 0,6; 0,7 (рис. 2), и для каждого профиля была проведена серия расчетов для разного соотношения модулей упругости плотины и основания. Эти соотношения были приняты равными 0,35; 1; 2; 3; 4; 5.

Исследования выполнялись на модели плотины высотой 100 м, с напором на верховой грани — 97 м, к ней прикладывались основные нагрузки (св/ рис. 2). Для расчетов был использован программный комплекс ANSYS. Решалась плоская задача (случай плоской деформации). Основание считалось невесомым, коэффициент Пуассона для него был постоянным и равным 0,15, модуль упругости менялся от

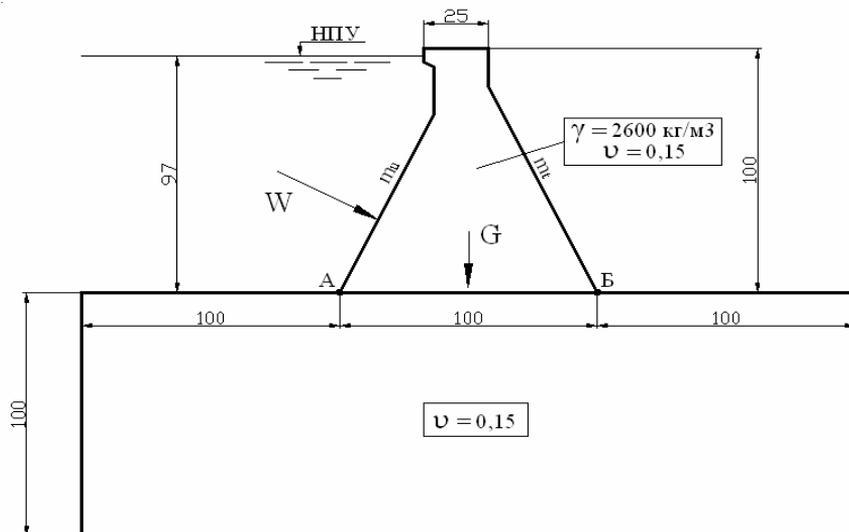


Рис. 2. Размеры и основные нагрузки расчетной модели

2857 МПа до 200 МПа. У материала плотины были следующие характеристики: модуль упругости, равный 1000 МПа, удельный вес, равный 2600 кг·м³, и коэффициент Пуассона, равный 0,25. Построенная модель разбивалась конечно-элементной сеткой, размеры конечных элементов были приняты равными 1,5 и 3 м для плотины и основания соответственно. Количество элементов изменялось от 2352 до 3130 в теле плотины и от 3710 до 5045 в основании, в зависимости от профиля плотины.

Результаты исследований представлены в табл. 2 и 3 и на рис. 3 и 4.

Полученные результаты позволяют отметить следующее: на контакте низовая грань – основание (точка Б), величина напряжений σ_y^u в зависимости от заложения верховой и низовой граней, изменяющегося от 0,4 до 0,7, и соотношения модулей упругости плотины и основания, меняющегося от 0,32 до 5, лежит в диапазоне от 1,29 МПа до 6,64 МПа; при этом величина коэффициента концентрации k_k изменяется от 1,60 до 5,73;

Таблица 2

Коэффициенты концентрации и сжимающие напряжения σ_y^I на контакте низовой грани плотины с основанием (рис.2, т.Б)

Заложение верховой и низовой граней симметричной плотины	Соотношение модулей упругости плотины и основания					
	0,35	1	2	3	4	5
0,4	1,60	2,21	2,65	2,91	3,06	3,17
	3,35	4,63	5,56	6,10	6,42	6,64
0,5	1,72	2,50	3,13	3,47	3,70	3,86
	2,42	3,53	4,41	4,90	5,22	5,45
0,6	1,83	2,81	3,63	4,11	4,43	4,66
	1,77	2,72	3,52	3,98	4,29	4,52
0,7	1,95	3,20	4,29	4,94	5,39	5,73
	1,29	2,11	2,83	3,26	3,56	3,78

Таблица 3.

Коэффициенты концентрации и сжимающие напряжения σ_y^u на контакте верховой грани плотины с основанием (рис.2, т.А)

Заложение верховой и низовой граней симметричной плотины	Соотношение модулей упругости плотины и основания					
	0,35	1	2	3	4	5
0,4	0,21	1,38	2,56	3,36	3,98	4,49
	0,13	0,86	1,56	2,05	2,43	2,74
0,5	0,39	1,06	1,75	2,22	2,58	2,88
	0,43	1,17	1,92	2,44	2,84	3,17
0,6	0,42	0,98	1,56	1,98	2,30	2,57
	0,54	1,27	2,03	2,57	2,99	3,34
0,7	0,41	0,89	1,41	1,84	2,05	2,20
	0,61	1,34	2,12	2,76	3,08	3,30

на контакте низовая грань – основание (точка А), величина напряжений σ_y^u в зависимости от заложения верховой и низовой граней, изменяющегося от 0,4 до 0,7, и соотношения модулей упругости плотины и основания, меняющегося от 0,32 до 5, лежит в диапазоне от 0,13 МПа до 3,3 МПа;

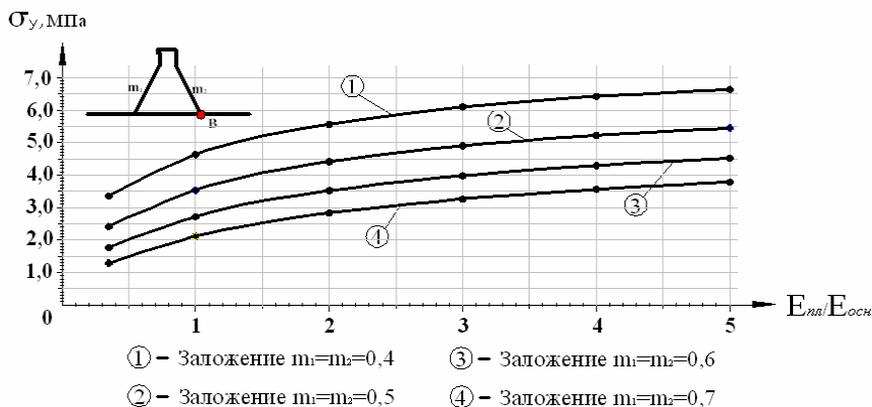


Рис. 3. Величина $\sigma_y = f(E_{пл}/E_{осн})$ в точке В

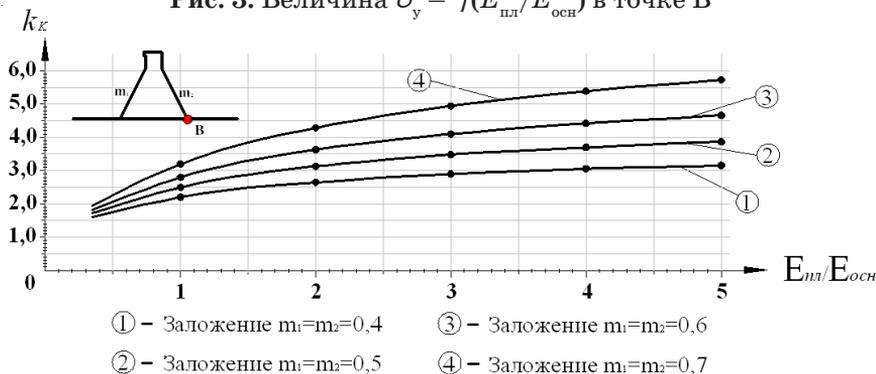


Рис. 4. Величина $k_k = f(E_{пл}/E_{осн})$ в точке В

при этом величина коэффициента концентрации k_k изменяется от 0,21 до 4,49.

Как отмечалось выше, данные по экономической эффективности построенных и запроектированных симметричных плотин из камня, укрепленных цементным раствором, отсутствуют. Нами выполнено сравнение вариантов гравитационной плотины из традиционного укатанного бетона с вертикальной верховой гранью и низовой с заложением 0,74, с симметричной плотиной из камня, укрепленного цементным раствором, для условий реально существующего

гидроузла Капанда на р. Кванза (Ангола). Симметричная плотина из камня, укрепленного цементным раствором, оказалась на 17% дешевле гравитационной плотины из укатанного бетона с вертикальной напорной гранью.

Выполненные исследования позволяют сделать следующие выводы:

1. Получены коэффициенты концентрации для различных профилей и соотношений модулей упругости плотины и основания и построены графические зависимости, которые позволяют проводить быстрые экспертные оценки НДС плотин такого типа.

2. Полученные результаты позволяют выдавать рекомендации по назначению профиля симметричных плотин в зависимости от несущей способности грунтов основания в предполагаемом створе.

3. Сопоставительные расчеты показали достаточно высокую экономическую эффективность плотин такого типа, а их хорошая работа, на примере уже построенных, подтверждает достаточно высокую надежность таких сооружений.

4. В дальнейшем следовало бы расширить объем исследований симметричных плотин с учетом ряда факторов, в том числе, температурных и сейсмических воздействий, а так же получить простейшие формулы и номограммы для оперативных оценок возможности возведения симметричных плотин в различных условиях.

ЛИТЕРАТУРА

1. **Ляпичев Ю.П.** Проектирование и строительство современных высоких плотин: Учеб. Пособие. Изд. 2-е, доп. – М.: РУДН, 2009.

РАЗРАБОТКА ТЕХНОЛОГИИ БЕТОНИРОВАНИЯ КАМЕРЫ РАБОЧЕГО КОЛЕСА И КОНУСА ОТСАСЫВАЮЩЕЙ ТРУБЫ ГИДРОАГРЕГАТА №2 ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ УГЛИЧСКОЙ ГЭС

*Затворницкая Т.А., кандидат техн. наук,
Шмелева Е.И., инженер, (ОАО «НИИЭС»)*

Угличский гидроузел, в состав сооружений которого входят: гидроэлектростанция руслового типа с двумя гидроагрегатами, бетонная двухъярусная водосбросная плотина и сопрягающие дамбы, был введен в эксплуатацию в 1940 г. и сыграл существенную роль в энергоснабжении страны в военные годы [1]. Гидроэлектростанция была оборудована двумя поворотно-лопастными турбинами максимальной мощностью по 65 МВт с диаметром рабочего колеса 9 м и генераторами зонтичного типа мощностью по 55 МВт. Оборудование отработало почти 69 лет, что превышает нормативный ресурс. Необходимость проведения капитальных ремонтов гидроагрегатов раз в два года, введение ограничений по мощности до 35 МВт свидетельствует о высоком уровне физического и морального износа оборудования.

В соответствии с Программой модернизации и реконструкции Каскада Верхне-Волжских ГЭС было принято решение о замене гидроагрегата на новый с улучшенными характеристиками. Контракт на замену гидроагрегата выиграла австрийская компания «Фойт Гидро» («Voith Hydro GmbH & Co.KG», Австрия), что придало этому проекту в реконструкции Каскада Верхне-Волжских ГЭС статус «пилотного» проекта с участием европейского поставщика.

Специалисты ОАО «НИИЭС» были привлечены к этой работе на этапах проектирования, а с конца 2009 года приступили к работам по подбору составов бетона и научно-техническому сопровождению строительных работ по бетонированию стальной облицовки конуса отсасывающей трубы, сопрягающего пояса и камеры рабочего колеса.

Вначале по заданию Гидропроекта были проведены работы по исследованию прочности «материкового» бетона шах-

ты гидроагрегата №2 после демонтажа металлоконструкций и разборки трещиноватого слоя по выбуренным кернам, которая составила 40...42 МПа, при проектной марке 150 – 200 кгс/см². Следует отметить, что такие высокие значения прочности бетона внутренних зон характерны для многих обследуемых ГЭС, построенных в 40 – 60 гг., что в значительной мере связано с особенностями применяемых в то время материалов (цементы грубого помола — шлакопортланд цемент) и благоприятными условиями твердения бетона внутренних зон массивных бетонных гидротехнических сооружений.

Конструкция камеры рабочего колеса ГА №2 и конуса отсасывающей трубы приведена на рис. 1.

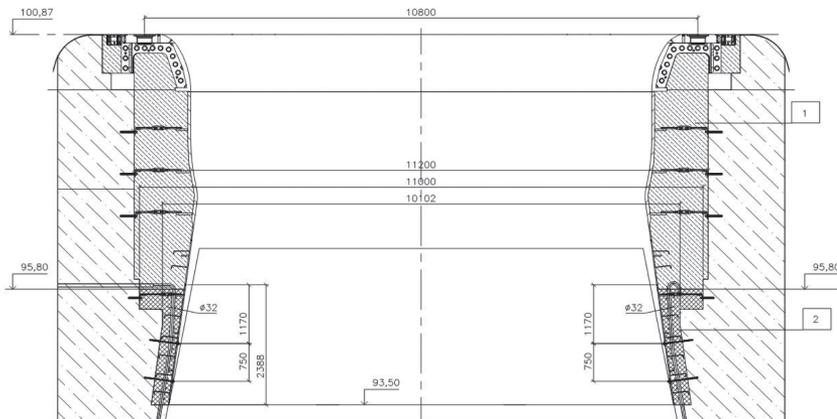


Рис. 1. Камера рабочего колеса, переходный пояс и конус отсасывающей трубы ГА №2 Угличской ГЭС

Многолетний опыт эксплуатации гидротурбин показывает, что наиболее часто повреждаемым элементом является камера рабочего колеса, подверженная динамическими колебаниями. Другой причиной такого повреждения являются технологические дефекты, возникающие в процессе бетонирования на контакте «бетон – металл», появляющиеся при недостаточном виброуплотнении и последующей усадке бетонной смеси в труднодоступной густоармированной зоне, либо в неоптимальной тех-

нологии посекционного бетонирования, которая приводит к деформированию металла. С учетом вышеизложенного и нашего опыта замены агрегатов на Волжской ГЭС, была разработана технология бетонирования Угличской ГЭС [3].

Помимо сотрудников ОАО «НИИЭС» в работе по замене агрегата принимали участие сотрудники ОАО «Турборемонт-ВКК», ОАО «Гидропроект», а также координаторы проекта реконструкции ГАН[№]2 «Фойт Гидро» («Voith Hydro GmbH & Co.KG», Австрия).

Первым этапом работ являлось бетонирование конуса отсасывающей трубы. К сложным условиям, характеризующим особенности производства работ первого этапа следует отнести:

выполнение работ в зимний период при отрицательной температуре, температура воздуха в шахте гидроагрегата составляла в январе 2010 г. 0 – 5°С;

отсутствие вблизи строительства бетонного завода необходимой производительности при технологии приготовления бетонной смеси в зимних условиях;

стесненные условия бетонирования узкой густоармированной штрабы, шириной ~ 0,35м и наличие в ней вертикальных стержней рабочей арматуры, диаметром \varnothing 66 мм, с шагом ~ 250 мм (рис. 2, 3).

Действующие строительные нормы производства бетонных работ при возведении гидротехнических сооружений требуют при данных условиях специальных дополнительных мероприятий (устройства тепляков, оборудование электропрогрева, и т.д.). Стесненные условия бетонирования штрабы между «материковым» бетоном и стальной облицовкой конуса отсасывающей трубы при высоком проценте армирования исключают возможность применения вибрирования. В этих условиях целесообразно использование литых бетонных смесей.

В связи с вышеуказанными обстоятельствами при разработке технологии бетонирования конуса отсасывающей трубы рассматривались следующие способы выполнения работ:

1. Доставка готовой бетонной смеси автобетоновозами с объемом миксеров 6 м³ с бетонных заводов г. Ярославля или г. Углича.



Рис. 2. Материковый бетон конуса отсасывающей трубы.
Вертикальная рабочая арматура $\varnothing 66$ мм



Рис. 3. Область бетонирования конуса отсасывающей трубы
с установленной стальной облицовкой

Этот вариант в зимних условиях не был принят в связи с дальностью доставки бетонной смеси и большим временем транспортировки бетона (в течение 3 ч) из г. Ярославля на Угличскую ГЭС.

Бетонный завод в г. Угличе не приспособлен к выдаче специальных бетонов с комплексом добавок, имеет низкую производительность и работает в основном при положительных температурах.

2. Развертывание непосредственно на месте передвижного бетонного завода типа Cobra (Финляндия).

Этот вариант также не был принят в связи с отсутствием достаточного места для размещения завода и ингредиентов бетонной смеси в зоне площадки строительства.

3. Использование готовых дозированных сухих смесей, затворяемых непосредственно у места укладки.

Первоначально была предложена схема подачи бетонной смеси из специальной емкости, закрепленной на растяжках, по центру шахты гидроагрегата, из которой бетонная смесь поступает по наклонным лоткам за стальную облицовку конуса отсасывающей трубы с использованием для регулирования подачи бетонной смеси шиберных затворов. Эта схема, разработанная нами совместно с ОАО «СГЭМ», была применена при замене агрегатов на Волжской ГЭС (так называемая схема «паук») [3]. Она наиболее технологична, но из-за сложности конструкции не была использована.

В результате анализа вышеуказанных вариантов, в качестве основного был принят и согласован Генеральным подрядчиком ОАО «Турборемонт-ВКК» вариант использования готовой дозированной сухой смеси PC mix 3711 фирмы BASF с затворением в теплом помещении непосредственно у места укладки и подачей смеси при помощи бетононасоса. Для реализации принятой технологической схемы приготовления и подачи бетонной смеси на отметке пола машзала С116,0 были установлены два бетоносмесителя: основной типа «БП-750», емкостью 750 л, роторный, с частотой вращения 22,7 об./мин и резервный бетоносмеситель типа «БП-500», емкостью 500 л с такой же частотой вращения. Участок приготовления бетон-

ной смеси в машинном зале был защищен полиэтиленовой пленкой и оборудован вытяжной вентиляцией. Дозировки и пластичность каждого замеса контролировали представители ОАО «НИИЭС».

Подача бетонной смеси к месту укладки – нишам съемных сегментов и за облицовку конуса отсасывающей трубы ГАН №2, осуществлялась с помощью поршневого растворонасоса «СО-180» производительностью $2,5 \text{ м}^3/\text{мин}$, установленного ниже пола машзала на перекрытии с отм. С111.0, (рис. 4). Таким образом, высота «сброса» составляла ~ 5 м.

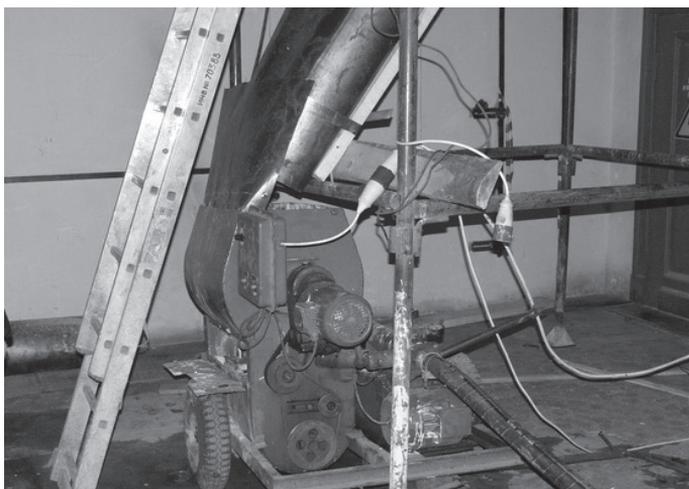


Рис. 4. Поршневой насос «СО-180»
для подачи бетонной смеси к месту укладки

Бетонирование конуса отсасывающей трубы осуществлялось с последовательной подачей бетонной смеси в 10 точек, расположенных равномерно по окружности стальной облицовки конуса. Точки подачи бетонной смеси в последующие слои располагались между точками подачи бетона предыдущего слоя, при этом перемещение бетоновода от точки к точке осуществлялось в одном направлении.

Бетонирование велось напорным способом с заглублением конца бетоновода в бетонную смесь на 20...30 см.

Объем бетонной смеси, уложенной в нишу съёмных сегментов и за облицовку конуса отсасывающей трубы, составил 10 м³.

В результате применения разработанных в ОАО «НИИЭС» составов литого бетона на основе сухой смеси РС mix3711 фирмы BASF была обеспечена проектная марка бетона. Принятая технологическая схема подачи литой бетонной смеси в узкую штрабу за облицовку конуса отсасывающей трубы, при равномерном и непрерывном заполнении заоблицовочного пространства, обеспечила плотный контакт «материкового» бетона с металлом.

Второй этап бетонирования сопрягающего пояса и камеры рабочего колеса совпал с аномально жарким июлем 2010 года. Для выполнения работ по бетонированию сопрягающего пояса и камеры рабочего колеса ГА №2 в НТЦ СКМ ОАО «НИИЭС» были разработаны базовые составы бетона с комплексом добавок на основе исходных материалов бетонного завода «Арсенал-завод ЖБИ» в г. Ярославле и технологическая схема производства бетонных работ. С целью обеспечения требуемых свойств бетонной смеси, с учетом ее транспортирования из г. Ярославля на Угличскую ГЭС в течение 2...3 ч на значительное расстояние, на бетонном заводе осуществлялся контроль за приготовлением и введением добавок.

К бетону и бетонной смеси для бетонирования сопрягающего пояса и камеры рабочего колеса ГА №2 предъявлялись следующие требования: класс бетона по прочности В25(М350), марка по водонепроницаемости W12, пластичность П5 с набором монтажной проектной прочности к 14 суткам.

Бетонная смесь должна была также обладать пластичностью, нерасслаиваемостью, растекаемостью и удобоукладываемостью, чтобы обеспечить заполнение узкой густоармированной бетонируемой полости и исключить образование температурно-усадочного зазора между стальной облицовкой сопрягающего пояса, камерой рабочего колеса и материковым бетоном в соответствии с требованиями ВСН 27-81* [3].

Состав литого бетона был разработан с учетом транспортирования в течение 2 – 3 ч и укладки бетононасосом за облицовку КРК. Бетонная смесь отвечала требованиям ВСН

27-81*[4] и обладала следующими исходными характеристиками: $\text{ОНК} \geq 25$ см; $D_{\text{распл}} \geq 50$ см; водоотделение = 0; расслоение — отсутствует.

Характеристики бетонной смеси, рекомендуемые при укладке: $\text{ОНК} \geq 22$ см; $D_{\text{распл}} \geq 35 - 40$ см.

Для приготовления бетонной смеси были рекомендованы следующие материалы:

портланд цемент ПЦ500 Д0 Старооскольского или Вольского заводов;

песок среднезернистый речной $M_{\text{кр}} = 2,6...2,7$ по ГОСТ 8736-93 [5];

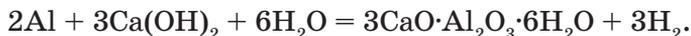
щебень гранитный из карьера «Большой массив»: фр. 5...20 мм с содержанием фр. 5...10 мм — 50...60 %, фр. 10...20 мм — 50...40% в соответствии с ГОСТ 8267-93 [6].

Пластифицирующие и уплотняющие добавки, вводимые на бетонном заводе: микрокремнезем уплотненный МКУ-85 по ТУ 5743-048-02495332-96 000 «НП СТИМ», вводился в виде порошка; суперпластификатор СП-1 вводился в виде водного раствора.

Специальные добавки, которые вводились при необходимости непосредственно в миксер у места укладки: суперпластификатор СП-1 для «оживления» и, при необходимости, увеличения пластичности бетонной смеси в виде водного раствора; расширяющая добавка ПАП (пудра алюминиевая пигментная) по ГОСТ 5494 [Л7].

Перед началом бетонных работ базовый состав корректировался на фактических материалах. Дозировка добавки пластификатора для «оживления» смеси уточнялась после транспортирования и замера полученной подвижности в каждом конкретном случае.

Для компенсации усадки и термического зазора в зоне омоноличивания камеры в состав бетона вводилась расширяющая добавка – алюминиевая пудра ПАП. Расширяющее действие этой добавки основано на химической реакции между гидратом окиси кальция, образующемся при гидратации цемента, и алюминием, в результате которой выделяется водород, и происходит увеличение объема бетона:



В табл. 1 и на рис. 5 показаны деформации расширения при использовании ПАП. Оптимальный процент добавки, обеспечивал расширение через 7 – 8 ч после ее введения.

Таблица 1
Результаты определения относительной линейной деформации расширения бетонной смеси (бетона) после введения добавки ПАП

Время после введения в бетонную смесь добавки ПАП, ч, мин.	Время снятия показания датчика, ч, мин.	Относительная линейная деформация расширения, ε_1 , (t), %	Относительная линейная деформация расширения, ε_1 , (t), мм/м
40 мин	14 ч 20 мин (начало испытания 3.08.10)	—	—
1 ч 20 мин	15 часов	0,19	1,9
1 ч 35 мин	15 ч 15 мин	0,20	2,0
19 ч 35 мин	9 ч 15 мин	0,64	6,4

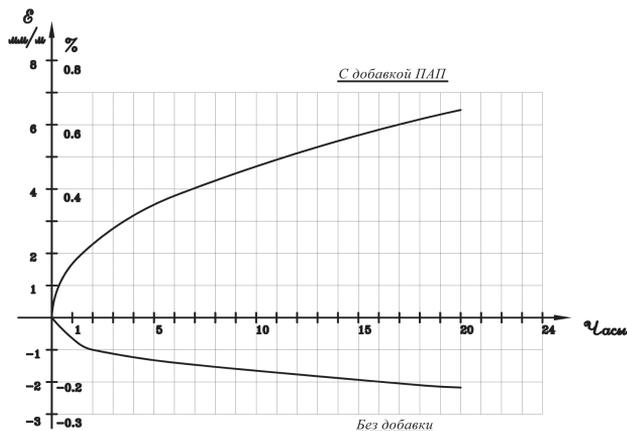


Рис. 5. Деформации расширения бетонной смеси при использовании ПАП

Значительный опыт использования добавки ПАП в литых бетонах получен при замене агрегатов Волжских ГЭС и бетонировании турбинных водоводов ГАЭС «ЧАИРА» (Болгария).

В табл. 2, 3 и на рис. 6, 7 приведены технологические свойства при средней (до +25°C) и высокой (>35°C) температуре воздуха, а также рост прочности во времени подобранного состава бетона.

Таблица 2

**Технологические свойства
литой бетонной смеси базового состава**

Подвижность бетонной смеси при $t + 25^{\circ}\text{C} + 28^{\circ}\text{C}$, ОНК/Д _р , см, время выдержки, час				
0 (сразу)	1	2	3	3 (после оживления)
$28 \div 29$	$24 \div 26$	$22 \div 24$	$18 \div 22$	$26 \div 28$
$58 \div 60$	$48 \div 50$	$35 \div 40$	$33 \div 35$	$53 \div 54$

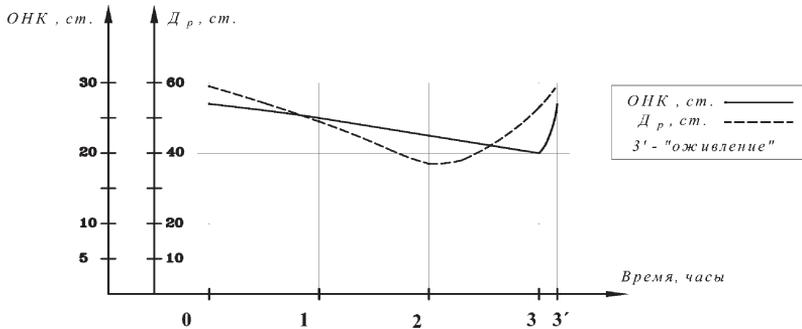


Рис. 6. Изменение подвижности бетонной смеси во времени

Таблица 3

**Прочность при сжатии литого бетона
базового состава (на ПЦ 500)**

$R_{сж}$, МПа в возрасте, сутки			
3	7	14	28
32,0	47,0	58,5	73,0

Работы по бетонированию сопрягающего пояса и камеры рабочего колеса ГАН[№]2 производились в период с 13 по 14 августа 2010 г. при дневной температуре воздуха +30...+35°C, что, как правило, не допускается по нормам и требует больших затрат по охлаждению бетонной смеси. Поэтому начало работ было перенесено на вечернее и ночное время.

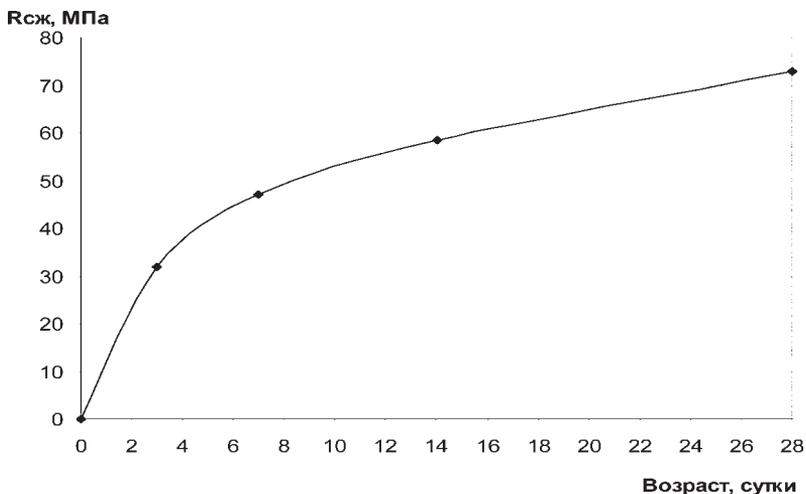


Рис. 7. Рост прочности базового состава литого бетона во времени

Перед началом работ был откорректирован на заводе на конкретных материалах состав литого самоуплотняющегося бетона с осадкой нормального конуса 26 см, диаметром расплыва — 60 см, обеспечивающий проектный класс В25 (М350)₂₈, W8-12, П5.

Приготовление бетонной смеси производилось в основном на ООО «Арсенал-завод ЖБИ» в г. Ярославле в бетономешалке емкостью 1000 л и в небольшом объеме на заключительной стадии на бетонном заводе ИП «Солдатов» в г. Угличе в бетономешалке емкостью 500 л.

Дозировка сухих компонентов бетонной смеси, воды и суперпластификатора СП-1 на бетонных заводах осуществлялась в автоматическом режиме. Добавка микрокремнезема вводилась вручную, объемным дозированием. Бетонная смесь загружалась в автобетоновозы (миксеры), геометрический объем которых составлял 5, 6 и 8 м³, и транспортировалась на расстояние 90 км на Угличскую ГЭС, к месту укладки.

В лаборатории строительных материалов НТЦ СКМ ОАО «НИИЭС» были разработаны мероприятия по «оживлению» бетонной смеси с учетом фактической температуры и введению расширяющей добавки ПАП (алюминиевой пудры) в

растворе сульфанола, которая вводилась на контрольном пункте вблизи места укладки бетонной смеси.

Для производства работ была принята разработанная схема бетонирования с небольшими изменениями.

Во избежание непредвиденных остановок, с учетом фактической растекаемости смеси и гарантийного крепежа камеры рабочего колеса, объем бетона, подаваемый в одну точку, был принят равным 6 м^3 .

После введения добавок и перемешивания бетонная смесь выгружалась в приемный бункер бетононасоса на базе «КамАЗа», который был установлен на монтажной площадке в здании ГЭС, и подавалась к месту укладки за стальную облицовку КРК. При этом бетоновод был подвешен по центру шахты ГА №2 на крюке мостового крана, а «хобот» бетоновода с помощью тельфера направлялся в специальные отверстия, расположенные по периметру камеры.

Каждый автобетоновоз сопровождался контрольной карточкой, которая выдавалась водителю с указанием номера и объема миксера, времени отгрузки и исходной подвижности бетонной смеси.

Отбор проб для контроля бетонной смеси и введение добавок ПАП и при необходимости СП-1 осуществлялись на специальном контрольном пункте, перед разгрузкой бетонной смеси из миксера в приемный бункер бетононасоса. На контрольном пункте сотрудниками ОАО «НИИЭС» производился замер подвижности стандартным конусом (ОНК, D_p) и замер потери подвижности во времени. Контрольные замеры подвижности выполнялись для каждого миксера. Затем информация из карточек и результаты замеров на контрольном пункте заносились в карту бетонирования, и, при необходимости, принимались меры по «оживлению» смеси с введением добавки СП-1 (рис. 8).

Основной объем бетона был уложен в вечернее и ночное время при температуре воздуха $+22...+25^\circ\text{C}$.

На бетонном заводе и на контрольном участке осуществлялся отбор контрольных образцов как до, так и после введения ПАП, для определения прочности при сжатии в возрасте 3, 7, 14 и 28 суток. Образцы перед испытанием выдержи-



Рис. 8. Контрольный пункт для отбора проб и введения добавок в бетонную смесь

вались у места укладки бетона в соответствии с ГОСТ 18105-86 [8]. В лаборатории строительных материалов НТЦ СКМ ОАО «НИИЭС» были проведены испытания контрольных образцов, которые показали к 14 суткам прочность при сжатии в пределах 45...50 МПа. При введении ПАП прочность снижается на 5...10%. С учетом однородности обеспечивался класс бетона В40, W12.

Подача бетонной смеси за стальную облицовку камеры рабочего колеса осуществлялась бетоноводом, подвешенным на крюке мостового крана (рис.9).

Консистенция бетонной смеси обеспечила высокое качество заполнения заоблицовочного пространства КРК ГА№2 с растекаемостью бетонной смеси на 2,5...3 м от точки подачи. Бетонирование осуществлялось в течение 17 ч, с интенсивностью укладки 10,3 м³/ч. Объем уложенного бетона составил 175,5 м³, в том числе, 150,5 м³ доставлено с завода ООО «Арсенал-завод ЖБИ» г. Ярославля и 25 м³ — с бетонного завода ИП «Солдатов» г. Углича. В процессе бетонирования была достигнута непрерывность работы в течение 17 часов без остановок и «запылок» бетононасоса.

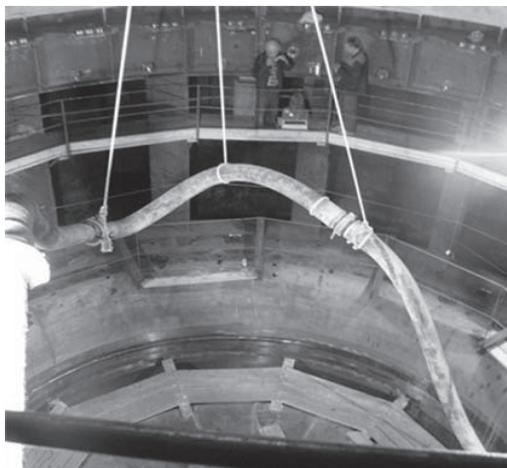


Рис. 9. Подвеска бетоновода на крюке мостового крана

Выводы

1. На основе проведенных в ОАО «НИИЭС» исследований был разработан состав литого бетона проектных требований на базе сухой смеси РС mix 3711 фирмы «BASF» и технология бетонирования отсасывающей трубы в зимних условиях конуса на строительной площадке Угличской ГЭС.

2. Разработаны применительно к местным условиям базовые и рабочие составы литого бетона для бетонирования сопрягающего пояса и камеры рабочего колеса ГА №2 Угличской ГЭС проектной марки В25 (М350), W12, П5 с набором монтажной проектной прочности к 14 суткам, которые обеспечили высокую подвижность, сохраняемую до 3-х часов, нерасслаиваемость при перекачивании бетононасосом на большое расстояние, растекаемость в блоке и компенсацию усадки.

3. Разработана и внедрена эффективная технология бетонирования применительно к конкретным условиям производства работ, схема приготовления, транспортировки и укладки бетонной смеси в блок с расчетом интенсивности работы бетонного завода, транспортировки автобетоновозами и производительности бетононасоса, обеспечившая равномерную

укладку за облицовку КРК, качественное заполнение, а также исключение ее деформации.

4. Анализ проб и контроль качества укладки показали, что бетонная смесь соответствует составу, разработанному в лаборатории строительных материалов ОАО «НИИЭС», и характеризуется высокой пластичностью (ОНК=26...29 см, $D_p = 60...75$ см), отсутствием водоотделения и сохранением подвижности в течение 3 ч при температуре наружного воздуха 19...23°C в ночное время, и в течение 1,5 ч при температуре воздуха выше +35°C в дневное время, что обеспечило перекрытие слоев при непрерывном процессе бетонирования.

5. По результатам испытаний контрольных образцов, выдержанных в условиях бетонирования блока, физико-механические свойства уложенного бетона отвечают (с запасом) требованиям проекта: класс бетона по прочности составил:

в возрасте 7 суток — В25(М350);

в возрасте 14 суток — В35(М450).

В настоящее время осуществлен монтаж нового агрегата и пуск его в феврале 2010 года в эксплуатацию.

ЛИТЕРАТУРА

1. **Вечный двигатель.** Волжско-Камский гидроэнергетический каскад: вчера, сегодня, завтра /Под общей редакцией Р.М. Хазиахметова. Авт. – сост. С.Г. Мельник. – М.: Фонд «Юбилейная летопись», 2007.
2. **Шайтанов В.Я.** Технология производства гидротехнических работ. – М.: Энергоиздат, 1990.
3. **Байков А.И., Затворницкая Т.А., Шаркунов С.В., Соловьев В.В.** Технология бетонирования литым бетоном камер рабочих колес при замене турбин на Волжских ГЭС //Безопасность энергетических сооружений. – М.: ОАО «НИИЭС», 1998. – Вып. 2 – 3.
4. **ВСН 27-81/Минэнерго СССР.** Инструкция по применению литых бетонов в энергетическом строительстве.
5. **ГОСТ 8736-93** «Песок для строительных работ. Технические условия».
6. **ГОСТ 8267-93** «Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ».
7. **ГОСТ 5494-95** «Пудра алюминиевая ТУ».
8. **ГОСТ 18105-86** «Бетоны. Правила контроля прочности».

ИСПЫТАТЕЛЬНЫЙ СТЕНД И МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК НА КОСОЙ ИЗГИБ

*Горбов В.А., Белов А.А., инженеры (ОАО «НИИЭС»),
Миклашевич Л.В., инженер (ООО НПО «Мостовик»)*

Для выполнения экспериментальных исследований по обоснованию прочности элементов железобетонного пролёта моста на о.Русский по заданию НПО «Мостовик» в НТЦ СКМ ОАО «НИИЭС» была разработана конструкция и изготовлен специальный испытательный стенд для проведения экспериментальных исследований железобетонных элементов балочного типа на сложный вид нагружения — косою изгиб. Исследования проводились под научным руководством д. т. н. В.Б. Николаева.

Постановка и проведение данных исследований обусловлены необходимостью совершенствования нормативной базы в связи с тем, что проектные организации отмечают недостаточное обоснование нормативной методики по расчёту железобетонных конструкций балочного типа на косою изгиб, основанной на использовании имперических коэффициентов с не вполне ясным физическим смыслом [1].

Для реализации схемы сложного нагружения железобетонных балок-моделей на косою изгиб необходимо обеспечить одновременное задание нагрузки в виде пары сил в вертикальной и горизонтальной плоскостях.

С этой целью для испытательного стенда была разработана гидравлическая система нагружения высокого давления с использованием современного гидравлического оборудования, основным элементом которой являлись гидропневмоаккумуляторы, с помощью которых создаётся давление, необходимое для нагружения железобетонной балки с доведением её до разрушения и определения величины разрушающей нагрузки.

Общий вид испытательного стенда с установленной железобетонной балкой-моделью представлен на рис.1. на цветной вкладке.

Вертикальный и горизонтальный гидроцилиндры задают усилия на металлические балки-траверсы, которые передают нагрузку с помощью специальных двухъярусных катковых опор в виде пары сил, соответственно в вертикальной и горизонтальной плоскостях на железобетонную балку.

Двухъярусные катковые опоры обеспечивают подвижность и перемещение железобетонной балки-модели в вертикальной и горизонтальной плоскостях.

Детальная схема нагружения с конструктивными элементами, вертикальным и горизонтальным гидроцилиндрами приведена на рис.2 на цветной вкладке.

На испытательном стенде проводились экспериментальные исследования элементов железобетонных конструкций балочного типа, работающих на косою изгиб. С этой целью были изготовлены железобетонные балки-модели размером 150 x 150 x 1550 мм. При изготовлении железобетонных балок-моделей процент армирования и физико-механические характеристики бетона и арматуры были приняты соответствующими конструктивным элементам железобетонного пролёта моста на о. Русский.

Для локализации области разрушения в исследуемой зоне в нормальном сечении средней части балки при бетонировании в две очереди формировался блочный шов.

Величина вертикальной и горизонтальной нагрузки задавалась в соотношении 2 : 1.

Схема армирования железобетонных балок-моделей приведена на рис.3.

Нагружение балки-модели проводилось ступенями по 572 кгс, примерно равными 1/10 от теоретической разрушающей нагрузки, определённой по пределу текучести в арматуре.

В процессе испытаний производилась регистрация следующих параметров:

давление в образцовых манометрах;

раскрытие трещины по шву индикаторами часового типа с ценой деления — 0,001мм;

раскрытие трещин монолитных зон с использованием отсчетного микроскопа с 24-кратным увеличением;

перемещение в зоне опор и пролета.

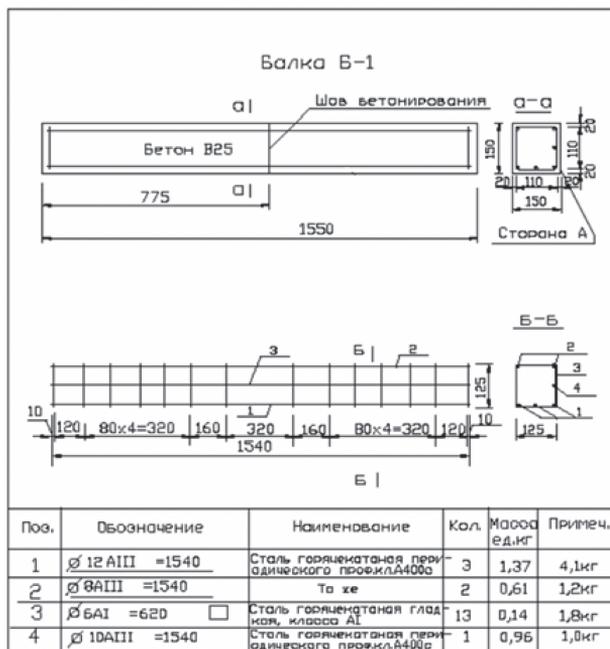


Рис. 3. Арматурный каркас и схема армирования балки-модели для испытания на косоу изгиб

Трещина по шву развивалась линейно с первых ступеней нагрузки.

На третьей ступени нагружения (~1600 кгс) образовалась трещина в точке приложения силы в монолитной зоне, на четвертой ступени образовалась сеть трещин с достаточно равномерным шагом (7 – 8 см) с глубиной развития ~5см.

На седьмой ступени нагружения при сформировавшейся системе трещин их раскрытие составило 0,15 – 0,20 мм, по шву — 0,45 мм.

На восьмой ступени от действия поперечной силы образовалась характерная для шарнирно-опертой конструкции наклонная трещина, а на следующих ступенях образовался веер наклонных трещин, которые при дальнейшем нагружении «слабо» развивались из-за включения в работу хомутов, которые обеспечили (вплоть до разрушения) исследование зоны чистого косоу изгиба в средней части железобетонной балки-модели.

На десятой ступени нагружения (~6292 кгс) произошли скачки в развитии трещины по шву и трещин монолитных зон, свидетельствующие о наступлении стадии текучести арматуры. Расчеты ($\alpha_{\text{крс}} = \varepsilon_{\text{ch}} \cdot l_{\text{крс}}$) подтверждают наступление текучести арматуры. На следующих ступенях трещины развивались с большей интенсивностью, характеризуя процесс текучести арматуры. В монолитных зонах на ступени, соответствующей 7436 кгс, максимальное раскрытие трещин составило 0,30 мм, по шву — 0,75 мм.

Результаты испытаний показали характерное сопротивление конструкции действию косоугольного изгиба, отличающегося от испытаний на действие одностороннего изгиба, а так же подтвердили правомерность силовой схемы испытаний при сложном воздействии.

Как видно из рис. 4, возникновение на графике горизонтального участка свидетельствует о том, что напряжение растяжения в арматуре достигает предела прочности при вертикальной нагрузке ≈ 57 кН.

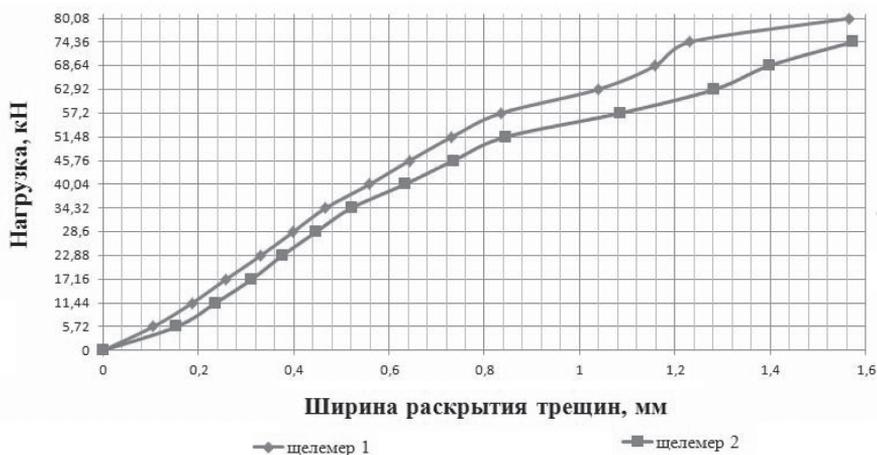


Рис. 4. График изменения ширины раскрытия трещины-шва в средней части балки от действующей нагрузки

В результате расчёта численным методом величина вертикальной нагрузки составила 58 кН.

В результате эксперимента была получена разрушающая нагрузка ≈ 79 кН, характеризующая полную потерю несущей способности железобетонной балки-модели.

Основные выводы

В результате выполнения исследований была разработана конструкция испытательного стенда с гидравлической системой нагружения для экспериментальных исследований железобетонных элементов балочного типа на сложное нагружение с доведением модели до разрушения.

Результаты экспериментальных исследований подтвердили разработанные при выполнении данной темы инженерные методы расчёта железобетонных элементов балочного типа на косой изгиб, что подтверждается так же результатами расчётов численным методом.

Данные эксперименты позволяют сделать вывод о том, что расчёт на косой изгиб, выполненный по нормативной методике, завышает прочность ж/б элементов балочного типа \approx в 1,5 раза, это обстоятельство требует дальнейших экспериментальных исследований и уточнений.

Результаты исследований были доложены на 7-й Научно-технической конференции: «Гидроэнергетика. Новые разработки и технологии» [2].

ЛИТЕРАТУРА

1. **Пособие** по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжёлого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003).
2. **Николаев В.Б., Горбов В.А., Шилов Ю.С., Белов А.А., Миклашевич Л.В.** Экспериментальные исследования элементов железобетонных конструкций гидросооружений на сложные виды нагружения – кручение и косой изгиб //Тезисы докладов 7-й Научно-технической конференции «Гидроэнергетика. Новые разработки и технологии». – С-Пб. : ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева., 2012..

ПРЕИМУЩЕСТВА И ОБЛАСТЬ ЭФФЕКТИВНОГО ПРИМЕНЕНИЯ ЛАБИРИНТНЫХ ВОДОСЛИВОВ

*Зюзин А.Г., инженер, Куприянов В.П., кандидат техн. наук,
Онипченко Г.Ф. кандидат техн. наук (ОАО «НИИЭС»)*

Лабиринтные водосливы являются весьма эффективными конструкциями нерегулируемых поверхностных водосбросов. Они позволяют для расчетного расхода получить существенное снижение форсировки уровня верхнего бьефа, не требуют оперативного обслуживания и имеют абсолютную надежность в эксплуатации.

В мировой практике в последние годы среди автоматических водосбросов широкое применение находят именно лабиринтные водосливы (рис. 1, 2, 3). По ним имеется достаточно обширные технические данные, но, к сожалению, все они приводятся для условий конкретных объектов, что не позволяет использовать их для иных условий. Это влечет за собой необходимость проведения модельных исследований по каждому новому проекту.

В табл. 1 представлен перечень некоторых осуществленных в гидротехническом строительстве лабиринтных водо-



Рис. 1. Лабиринтный водослив на плотине Ute, Нью-Мексико, США

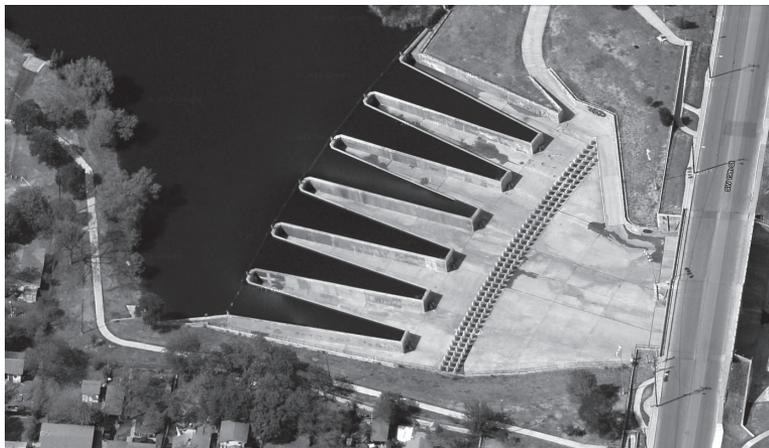


Рис. 2. Водосброс гидроузла Elmendorf Lake (Сан Антонио, США)



Рис. 3. Водосливная плотина Хоробровской ГЭС

сливов и их основные показатели. Материалы, приведенные в научно-технической литературе, не позволяют рекомендовать оптимальную по пропускной способности конструкцию водослива с достаточно надежными характеристиками.

На рис. 4 показана схема лабиринтного водослива. Здесь показаны основные геометрические параметры, используе-

Таблица 1
Основные характеристики некоторых существующих лабиринтных водосливов

Гидроузел	Страна	Год строительства	Q_0 , м ³ /с	L_0 , м	B_0 , м	L_0/W_0	P , м	H_0	H_0/P	n	$n \times L_0$	ΣB_0
Avon	Австралия	1927	1790	26,46	13,54	1,95	3	2,8	0,93	10	265,3	135
Bartlett's Ferry	США	1983	5920	70,3	18,3	3,84	3,4	2,2	0,647	20,5	11440	379
Belia	Заир	—	400	31	18	1,72	3/2	2	0,678	2	76,6	36
Beni Bahdel	Алжир	1944	1000	62,5	4	15,625	—	0,5	—	20	1550	80
Carty	США	1977	387	54,6	18,3	2,98	2,8/4,3	1,8	0,644	2	109,2	36,6
Cimia	Италия	1982	1100	87,5	30	2,91	15,5	1,5	0,1	4	350	120
Dungo	Ангола	У.С.	576	28,56	9,73	2,93	3,5/4,3	2,4	0,685	4	115,5	38,9
Estancia	Венесуэла	1967	661	65	32	2,03	—	3,01	1	1	65	32
Harre/za	Алжир	1983	350	28,56	9,73	2,93	3,5/4,5	1,9	0,54	3	86,9	29,1
Hурум	США	1935	256	45,72	9,14	5	3,66	1,68	0,46	2	91,4	18,2
Jutarnaiba	Бразилия	1983	862	—	—	—	—	0,7	—	—	700	—
Keddara	Алжир	У.С.	250	26,31	8,92	2,95	3,5/4,2	2,46	0,7	2	53,8	17,8
Mercer	США	1972	239	17,6	5,5	3,2	4,6	1,8	0,39	4	78,5	22
Navet	США	1974	481	12,8	5,5	2,83	3	1,7	0,57	10	128	55
Quincy	США	1973	552	26,5	13,6	1,95	4	2,1	0,525	4	106	54,4
Santa Justa	Португалия	D	285	67,4	10,5	6,42	3	1,35	0,45	2	134,8	21
Sarno	Алжир	1952	360	27,9	—	—	6	1,5	0,25	8	223	48
Ute	США	1962	15574	73,15	18,29	4	9,14	5,79	0,633	14	1024,1	256
Womora	Австралия	1941	1020	31,23	13,41	2,33	2,2	1,36	0,618	11	343,5	147,2

мые для анализа. Для всех конструкций лабиринтных водосливов основным гидравлическим показателем является коэффициент расхода. В практике используется два вида коэффициентов расхода: m_L , отнесенный к общей длине переливной грани L_0 и m_B , отнесенный к пролету секции лабиринта B_0 (ширине секции). Наиболее важным является второй коэффициент, т.к. он определяет длину водосливной плоскости, на которой установлен лабиринт.

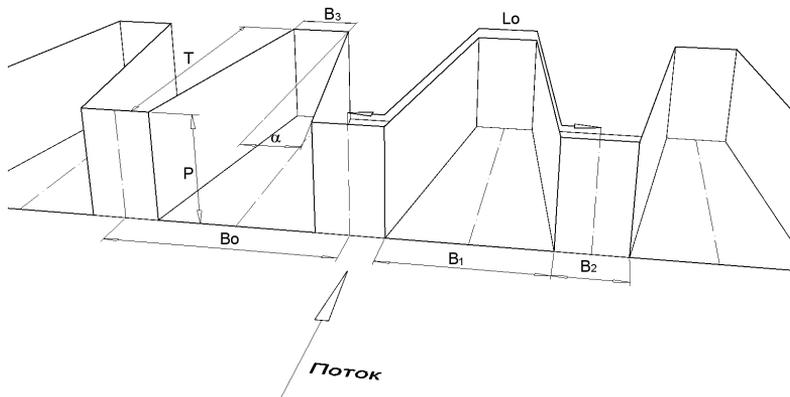


Рис. 4. Схема лабиринтного водослива

При всем разнообразии конструкций лабиринтов установлено, что коэффициент расхода зависит, в основном, от двух основных параметров — от отношения H/P (отношения напора перелива H к высоте лабиринта над порогом со стороны верхнего бьефа P) и от отношения L_0/B_0 (отношения длины водосливной кромки секции водослива L_0 к ее ширине B_0).

Существует метод расчета пропускной способности лабиринтного водослива, предложенный Лаксом (Lux), когда коэффициент расхода берется относительно ширины пролета B_0 . Туллис (Tullis S.P) предлагает [3] использовать коэффициент расхода, отнесенный к длине переливной грани L_0 , предлагает вычислять его по формуле:

$$Q = (2/3) \cdot C_d \cdot L_0 (2g)^{0.5} H^{1.5}, \quad (1)$$

где коэффициент расхода равен

$C_d = A + B(H/P) + C(H/P)^2 + D(H/P)^3 + E(H/P)^4$, и дает таблицу значений коэффициентов A , B , C , D и E в зависимости от угла отклонения продольных стенок от оси потока. Причем, все графики C_d имеют максимумы, которые можно аппроксимировать формулой:

$$C_{d \max} = 0,114 \cdot \ln(H/P) + 0,8671. \quad (2)$$

Расчеты по этому методу дают расхождения с результатами модельных экспериментов до 25% [4].

Большую точность позволяют получить расчеты по программе Flow-3D с использованием известных уравнений Навье-Стокса. Одной из трудностей расчета является наличие на водосливе меняющегося по длине L_0 расхода и трудности создания сетки характеристик в сложном по форме лабиринте, а также большая кривизна свободной поверхности при переливе. Численное моделирование дает расхождение с модельными исследованиями до 10%.

Несмотря на возможности числового метода расчета, авторы не отказываются от физического моделирования, так как зачастую получают существенную разницу в результатах. Приведем некоторые сведения из литературных источников.

В.В. Khode [5] сделана попытка получить влияние угла отклонения боковых стенок от оси потока. Однако приведенные графики не являются показательными, так как с изменением угла β изменяется и длина переливного ребра L_0 , влияние которого больше, чем угла β .

Проф. Thrandaveswara, Cordero Page и Ке [6, 7] представили материалы, которые освещают влияние углов на стыке стенок, расположенных под разными углами к потоку. Авторы отмечают, что в углах происходит интерференция сливающихся струй, они как бы подтапливают друг друга, в силу чего коэффициенты расхода в окрестностях углов снижаются. Приводятся формулы для определения зон интерференции, включающие ряд коэффициентов, определяемых экспериментально.

В некоторых работах [8, 9] предлагается дно внутри лабиринта делать в верхнем бьефе с подъемом, а в нижнем бьефе со спуском, что должно было бы уменьшить потери на сжатие

потока при подходе к стенкам и увеличить коэффициент расхода. Это положение является спорным, так как при этом увеличиваются скорости течения в лабиринте прямого направления, что ведет к снижению коэффициента расхода боковых стенок. Это предложение требует проверки на модели.

C. Page [7] обращает внимание на форму переливной кромки. Предлагается сделать ее закругленной со стороны верхнего бьефа по радиусу, равному половине толщины стенки на гребне. Это бесспорно повышает коэффициент расхода и должно быть принято.

Nayan Sharwa и K^o [10] приводит формулу для коэффициента расхода, однако она имеет эмпирические коэффициенты, полученные экспериментально, и пригодные только для рассматриваемого случая.

A.D. Ghare [3] показывает, что на коэффициент расхода влияет ширина промежутка между секциями лабиринта. Уменьшение их может привести к интерференции струй из соседних секций и подтоплению потока со стороны нижнего бьефа в межсекционном пространстве. Здесь же сделана попытка определить влияние формы сечения на входе в лабиринт, т.е. отношения B_0/P , однако экспериментального подтверждения это не получило, т.к. изменялось сразу два фактора — высота P и отношение H/P , от которого существенно зависит значение коэффициента расхода.

В результате анализа этих и других материалов был сделан вывод о необходимости обобщения и существенного дополнения данных о лабиринтных водосливах, установления определяющих параметров, получения расходных характеристик без проведения дополнительных экспериментальных исследований и разработки рекомендаций по проектированию лабиринтных водосливов.

Была поставлена цель по разработке оптимальной типовой конструкции лабиринтного водослива. Для дополнения имеющихся данных выбран метод физического моделирования как наиболее достоверный для проведения серий сравнительных экспериментов. В гидравлической лаборатории ОАО «НИИЭС» была создана экспериментальная установка и испытано

12 вариантов лабиринтных водосливов в масштабе 1:20 при постоянной базовой высоте водосливной стенки $P = 4$ м.

В процессе исследований были поставлены следующие задачи:

получить характер изменения коэффициента расхода при изменении толщины переливающего слоя для различных форм лабиринтного водослива;

выделить определяющие параметры, существенно влияющие на величину коэффициента расхода;

получить зависимости коэффициента расхода от определяющих параметров с привлечением результатов исследований других авторов;

установить оптимальные значения определяющих параметров и рекомендовать типовую форму лабиринтного водослива.

За исходные параметры, значимость и влияние которых на пропускную способность должны быть проверены на модели, были выбраны следующие:

отношение напора перелива к высоте лабиринта H/P ;

отношение длины переливной кромки к ширине секции водослива L_0/B_0 ;

влияние угла α боковых стенок;

отношение ширины входа в лабиринт к ширине промежутков между секциями B_1/B_2 .

На модели измерялись:

уровни верхнего бьефа на подходе к лабиринтному водосливу;

расход через лабиринтный водослив;

скорости течения внутри лабиринтного водослива.

Все результаты приведены к натурным величинам в соответствии с известным законом подобия для турбулентного потока (по равенству чисел Фруда). В табл. 2 приведен перечень испытанных вариантов лабиринтного водослива и их характерные параметры.

Для каждого варианта подсчитывали коэффициент расхода по формуле:

$$m_e = \frac{Q}{n\sqrt{2g}B_0H^{1.5}}, \quad (3)$$

Таблица 2

Характеристики вариантов лабиринтного водослива,
исследованных на модели

№ варианта	Высота водосливной стенки P , м	Периметр водосливной секции L_0 , м	Ширина водосливной секции B_0 , м	B_0/P	Угол сужения в плане водосливной грани α , град	Длина водослива (по потоку) T , м	L_0/B_0	$\omega_0 = B_1 \times \mathcal{P}$	Периметр водосливной секции без фронта L_1 , м
1	4	36,3	10	2,5	8	15	3,63	28	66,53
2	4	36,3	10	2,5	8	15	3,63	28	66,53
3	4	36,3	10	2,5	8	15	3,63	28	66,53
4	4	27,5	10	2,5	8	10	2,75	28	49,00
5	4	20,5	10	2,5	8	6	2,05	28	35,04
6	4	33,8	10	2,5	13	15	3,38	28	61,60
7	4	24,2	10	2,5	19	10	2,42	28	42,40
8	4	24,2	10	2,5	19	5	2,42	28	42,40
9	4	40,0	10	2,5	0	15	4,00	24	72,00
10	4	40,0	10	2,5	0	15	4,00	19,2	69,60
11	4	38,3	10	2,5	0	15	3,83	24	64,00

где Q — общий расход, м³/с; n — количество секций на модели; B_0 — ширина секции лабиринта; H — напор над водосливной кромкой по уровню верхнего бьефа перед лабиринтом.

По результатам исследования был проведен анализ влияния параметра H/P . Сопоставление кривых $m_b = f(H/P)$ для всех вариантов (рис. 5 на цветной вкладке) дает возможность установить главное свойство лабиринтных водосливов: при малых значениях H/P коэффициент расхода m_b имеет максимальные значения, превышающие для лучших вариантов величину 2,0. Это закономерно, т.к. косой подход потока к переливным стенкам при малых скоростях подхода сказывается незначительно. С увеличением H/P значения коэффициента расхода уменьшаются и при $H/P > 0,6$ становятся

меньше 1, т.е. эффективность лабиринта снижается. Основное назначение лабиринтного водослива – уменьшить подъем уровня при максимальных расходах. Поэтому область малых значений $H/P < 0,1$ существенно не важна, так как небольшие расходы не являются определяющими.

Из данных на рис. 5 можно видеть, что для различных конструкций лабиринтов при одинаковых H_0/P коэффициент расхода m_b может существенно отличаться. Это подтверждает необходимость определения оптимальных параметров типовой конструкции. Наиболее эффективная зона находится между значениями $0,2 < H_0/P < 0,4$, где коэффициент расходов больше единицы для большинства конструкции лабиринтов.

Второй параметр L_0/B_0 также является определяющим. Установлено, что чем больше отношение длины водосливного гребня к ширине секции, тем выше коэффициент расхода. Зависимость m_b от L_0/B_0 (рис. 6) показывает, что наиболее активно повышается пропускная способность при $L_0/B_0 = 3,6$. Дальнейший рост m_b замедляется, и при $L_0/B_0 > 4$ он несущественен. Это означает, что дальнейшее увеличение длин боковых стенок неэффективно, для них не хватает расхода, пропускаемого сечением на входе в лабиринт. Уменьшение же $L_0/B_0 < 2,5$ дает низкий коэффициент расхода ($m_b < 1$), чем так же снижается эффективность лабиринта.

Для водосливов с параллельными боковыми стенками выявлена явная зависимость коэффициента расхода от параметра B_1/B_2 , т.е. от отношения ширины входной части лабиринта к выходной (ширине промежутка на входе). Оптимальное по пропускной способности отношение близко к 1 (рис. 7).

Для трапецеидальной формы ($\alpha \neq 0$) этот параметр не имеет значения. Однако ширина оголовка выходной части не должна быть менее 2-х расчетных напоров над водосливной гранью. В противном случае происходит интерференция струй, подтопление оголовка и снижение пропускной способности лабиринта. Желательно иметь обтекаемую форму оголовка, что снижает гидравлические потери потока, входящего в лабиринт и повышает m_b .

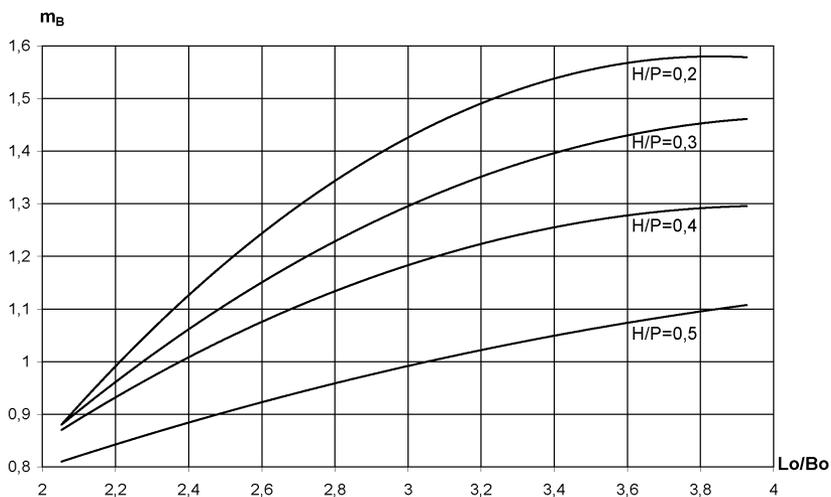


Рис. 6. Изменение коэффициента расхода m_B с увеличением отношения L_0/B_0

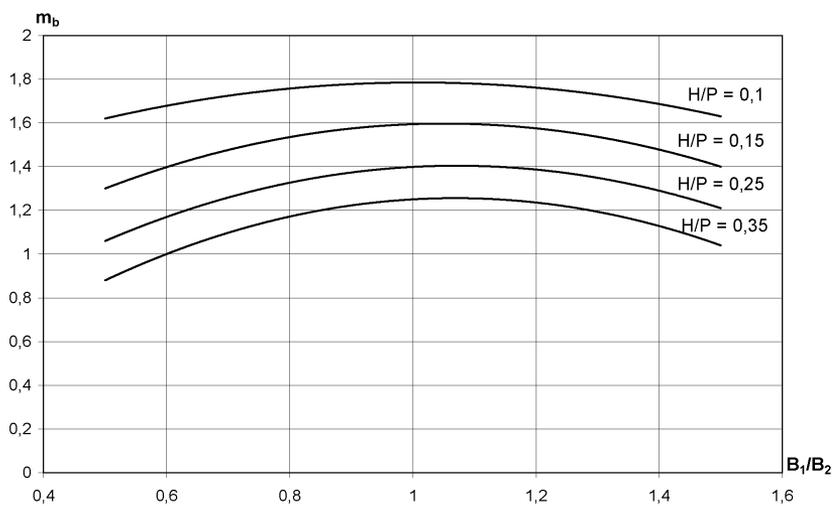


Рис. 7. Влияние отношения B_1/B_2 на коэффициент расхода m_B при $\alpha = 0^\circ$

Что касается изменения угла α между боковой стенкой и осью потока (на входе), то здесь не выявлено существенного

влияния (рис. 8). Это связано как с изменением коэффициента расхода боковых стенок m_L , так и с изменением T и L , происходящим совместно с изменением α при больших его значениях.

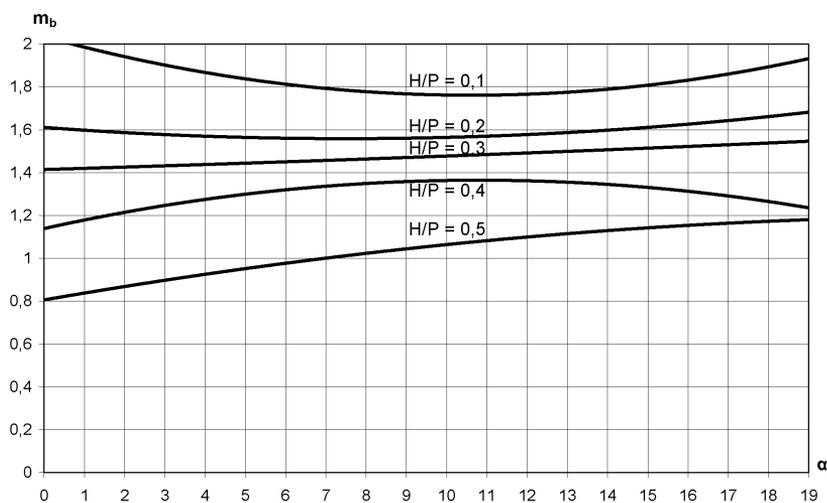


Рис. 8. Изменение коэффициента m_b при увеличении угла α

Эффективность работы лабиринтного водослива по сравнению с плоской тонкой стенкой хорошо иллюстрирует рис. 9, где представлены кривые $Q=f(H/P)$ для обоих случаев.

По результатам анализа при выборе конструкции лабиринтного водослива расчетный расход рекомендуется пропускать при $H_0/P < 0,6 \div 0,7$, поскольку при больших значениях этого параметра применение более дорогого лабиринтного варианта становится нецелесообразным. Форма лабиринта, рекомендуемая как типовое решение, показана на рис. 10. При этом водослив должен иметь следующие оптимальные значения параметров: $L_0/B_0 = 3,74$; $T/B_0 = 1,57$; $B_2/B_1 = B_3/B_1 = 0,4$; $\alpha = 7 \div 8^\circ$. Для такой формы лабиринта коэффициент расхода m_e представлен в зависимости от H_0/P на рис. 11.

Для водослива с параллельными боковыми стенками оптимальным является соотношение $B_1/B_2=1,0$. Ширина оголовка B_2 не должна быть меньше $2H_0$ при расчетном расходе.

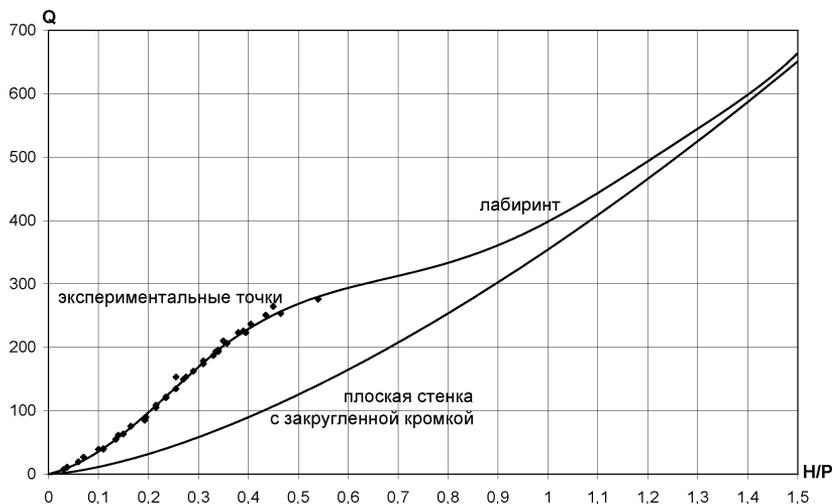


Рис. 9. Сравнение пропускной способности прямой стенки и лабиринта

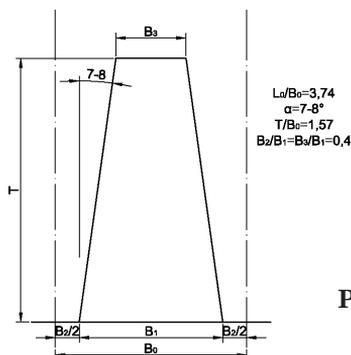


Рис. 10. Рекомендуемая оптимальная форма лабиринтного водослива

В экспериментах не выявлено положительного эффекта от устройства наклонного дна внутри лабиринта. Оно может быть допущено, если по расчетам прочности необходимо уменьшить высоту вертикальных стенок. Но при этом уклон дна не рекомендуется делать круче, чем $1 : 3$.

Переливная кромка лабиринта должна быть скруглена со стороны верхнего бьефа по форме четверти круга радиусом, равным S толщине стенки на гребне.

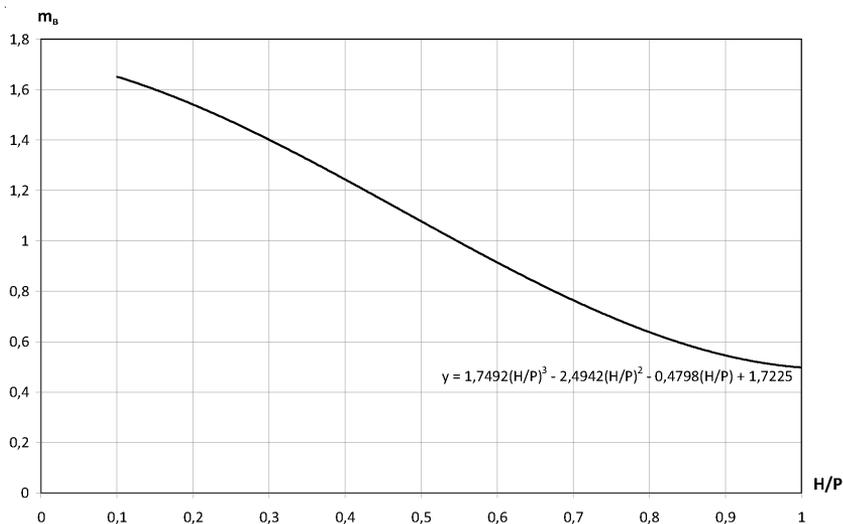


Рис. 11. Зависимость $m_B = f(H/P)$ для рекомендуемого варианта лабиринта

Область эффективного применения лабиринтных водосливов определяется условиями, при которых требуется пропустить расчетный расход на ограниченном по длине участке плотины при минимально возможном подъеме уровня верхнего бьефа. Например, имея расчетный расход и ширину плотины (число секций), беря коэффициент расхода при $H_0/P = 0,5$, равный (по рис. 11) $m_B = 1,1$, из уравнения (3) полу-

чаем напор $H_0 = \left(\frac{Q}{B \cdot \sqrt{2g} \cdot m_B} \right)^{0,67}$. Отсюда, приняв $H_0/P = 0,5$,

получаем $P = 2H$.

Если по экономическим или конструктивным соображениям это решение неприемлемо, задаются другим расчетным H_0/P и получают другое значение P . Таким образом, может быть выбрана оптимальная конструкция лабиринтного водослива или по допустимой ширине плотины, или по допустимому превышению уровня верхнего бьефа над гребнем во-

дослива, которое будет в 2 раза меньше, чем при прямой стенке или водосливе практического профиля.

Не следует упускать из виду, что лабиринт, как любой нерегулируемый поверхностный водослив, обладает абсолютной надежностью и не требует оперативного обслуживания.

Кроме того, лабиринтный водослив может быть составлен из нескольких автоматических одноразовых затворов типа «Гидроплюс» [11]. Эти затворы при превышении максимальных отметок верхнего бьефа опрокидываются, освобождая порог и увеличивая пропускную способность плотины. Ряд таких плотин существуют в различных странах.

Имеется предложение по созданию лабиринта с помощью автоматических вододействующих затворов, установленных на участках B_2 и B_3 лабиринта. Эта конструкция сочетает в себе преимущества лабиринта как переливной плотины и катастрофического водосброса повышенной пропускной способности, действующего к тому же без управления и энергоснабжения, что чрезвычайно важно в экспериментальных условиях.

ЛИТЕРАТУРА

1. **Онипченко Г.Ф., Юрченко А.Н., Зюзин А.Г.** Результаты мониторинга водосброса Хоробровской ГЭС (2001 – 2003 гг.) // Безопасность энергетических сооружений. – М.: ОАО «НИИЭС», 2004. – Вып. 14.
2. **Родионов В.Б., Онипченко Г.Ф., Зюзин А.Г.** Результаты мониторинга Хоробровской водосливной плотины (2001 – 2005гг.) // Малая энергетика. – М.: ОАО «НИИЭС», 2005. – №1 – 2.
3. **A.D. Ghara, V.A. Mhaisalkar and P.D. Porey.** An approach to optimal Design of Trapezoidal Labiryntn weirs // Word Applied sciences Jornal 3(6) 934 – 938. 2008.
4. **Savage B.M., Frizell K., & Crowder, J. Brains versus Brawn.** The Changing World of Hydraulic Model Studies. ASDSO 2004 Annual Conference. Proceedings.
5. **Khode B.V., Tembhurkar A.R., D. Porey, R.N.** Inqle Impriving Discharge Capaciti over Spllway by Labyrintn weir word». Applied Sciences Journal 10 (6), 709 – 714, 2010.
6. **Thandaveswara B.S.** Polygonal weirs-introduction. Hydrroulics Indian Institute of Technologi. Madras.

7. **Cordero Page.** Aliviaderos en laberinto. Presa de Maria Cristina. Ingenieria Civil, 146/2007.
8. **Blanc, P. and Lemperiere, F.** Labyrinth spillways have a promising future //Hydropower & Dams, Issue Four 2001.
9. **Khatsuria Rajnikant.** Rcmodelling of existing Spillways (Part 1)/Hydrotopics. Okt. 23, 2008. Filed under: Uncategorized – Rajnikant Khatsura@6:37 pm.
10. **Nayan Sharma, Rejesh Shukla and Gopal Das Singhal.** Interim Findings on Experimentation on Labyrinth Spillways for Higher Discharges. Proc. Of Int. Conf. on W. and Envir. Dec. 2003. Bhopal, India.
11. **Родионов В.Б., Куприянов В.П., Онипченко Г.Ф.** Современные затворы для малых ГЭС //Малая энергетика. – М.: ОАО «НИИЭС», 2008. – № 1 – 2.

О РАБОТЕ ШАХТНЫХ ВОДОСБРОСОВ С ПРОМЕЖУТОЧНЫМ ГАШЕНИЕМ ЭНЕРГИИ

*Куприянов В.П., кандидат техн. наук,
Онипченко Г.Ф., кандидат техн. наук (ОАО «НИИЭС»)*

Отличительной особенностью Камбаратинской ГЭС-2 является возведение плотины с помощью направленного взрыва скального массива правого берега. После возведения плотины проектом предусмотрено строительство водосбросных сооружений, одним из которых является автоматический шахтный водосброс на правом берегу с глубоким заложением отводящего туннеля под воронкой взрыва, концевым участком туннеля с обратным уклоном и сопряжением бьефов отбросом струи.

В этих условиях наиболее рационально устройство водосбросов с промежуточным гашением энергии, к которым относятся водосброс с шахтным водобойным колодцем (вариант 1) и водосброс с закрученным движением потока в отводящем туннеле (вариант 2) [1].

Шахтный водосброс имеет кольцевой водослив диаметром 30,0 м, конфузورный сопрягающий участок и вертикальную шахту диаметром 15,0 м для первого варианта или 10,0 м —

для второго варианта. Длина отводящего туннеля диаметром 10,0 м составляет 360,0 м. Концевой участок туннеля выполнен с обратным уклоном, обеспечивая подъем на 14,7 м (рис. 1).

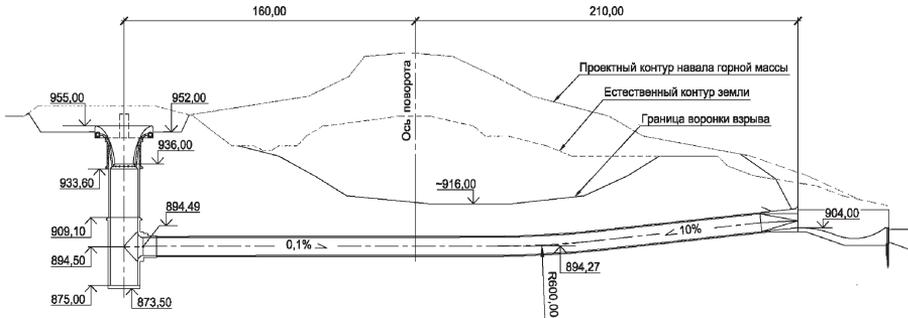


Рис. 1. Схема шахтного водосброса Камбаратинской ГЭС-2.
Вариант с шахтным водобойным колодцем

Экспериментальные исследования вариантов водосброса выполнялись на пространственной гидравлической модели масштаба 1 : 50. В процессе этой работы были получены результаты, существенно дополняющие рекомендации, изложенные в [1].

Для варианта водосброса с шахтным водобойным колодцем определяющими факторами, влияющими на кинематические параметры в отводящем туннеле, являются условия захвата воздуха водным потоком, его транспорт и последующая сепарация.

Захват воздуха водным потоком строго не моделируется, поскольку скорость всплытия пузырьков (гидравлическая крупность) на модели и в натуре одинакова (0,2...0,6 м/с в зависимости от размеров пузырьков и степени турбулентности потока), а скорости течения на модели в \sqrt{M} раз меньше, чем в натуре (здесь M — геометрический масштаб модели).

Механизм вовлечения воздуха в поток можно рассматривать двух типов:

защемление воздуха падающей струей;

аэрация с поверхности бурного потока вследствие турбулентного состояния на границе с атмосферой.

Немоделируемость процесса аэрации в меньшей степени относится к заземлению потока и в большей степени к аэрации с поверхности и транспорту воздуха в потоке.

Применительно к шахте водосброса захват воздуха водным потоком и выделение его из потока близко к подобию в силу того, что скорости течения в вальце кольцевого прыжка на модели существенно больше гидравлической крупности пузырьков. Это позволяет с некоторой погрешностью принять на модели степень аэрации потока, входящего в отводящий туннель, подобной натуре. Во всяком случае, качественная картина аэрации подобна натурной.

В туннель в напорном режиме поступает смесь воды и воздуха. Исходя из допущения, что вода и воздушные включения в горизонтальном направлении движутся с одинаковой скоростью, определим ее значение:

$$v_{\text{см}} = \frac{Q_{\text{воды}} + Q_{\text{возд}}}{\omega_t}, \quad (1)$$

где $Q_{\text{воды}}$ и $Q_{\text{возд}}$ — соответственно расходы фаз потока; ω_t — площадь сечения туннеля.

Если известна степень аэрации потока $K_A = \frac{Q_{\text{возд}}}{Q_{\text{воды}}}$, то расход смеси можно принять равным $Q_{\text{см}} = Q_{\text{воды}}(K_A + 1)$.

Также необходимо учитывать, что абсолютное давление в шахте на высоте оси туннеля, откуда поступает аэрированный поток, не равно давлению в туннеле.

Поскольку в туннеле давление меньше, размеры пузырьков увеличатся в соответствии с газовым законом Бойля-Мариотта. Если считать процесс изотермическим (постоянство температуры), то это соотношение имеет вид:

$$W_1 \cdot P_1 = W_2 \cdot P_2, \quad (2)$$

где W_1 и W_2 — объем пузырьков воздуха в шахте и в туннеле; P_1 и P_2 — соответствующее давление внутри потока в шахте и в туннеле.

Отсюда следует, что объем воздуха в туннеле изменится и будет равен:

$$W_2 = \frac{P_1}{P_2} W_1 \equiv W_1 \cdot K_p, \quad (3)$$

где $K_p = \frac{P_1}{P_2}$.

Следовательно, расход воздуха, поступающего в туннель, составит $Q_{\text{возд.т.}} = Q_{\text{возд.ш.}} \cdot K_p$, и $Q_{\text{см}} = Q_{\text{воды}} \cdot (K_A \cdot K_p + 1)$.

При этом скорость потока в туннеле будет равна:

$$v_m = \frac{Q_{\text{воды}} \cdot (K_A \cdot K_p + 1)}{\omega_m}. \quad (4)$$

В экспериментах расход воздуха, поступающего в шахту, измерялся при пропуске расходов воды от 200 м³/с до 1000 м³/с натурой. На рис. 2 приведен график воздухоподводящей способности потока. Максимальный расход воздуха зафиксирован при расходах воды в диапазоне 600...800 м³/с. При дальнейшем увеличении расхода воды вовлечение воздуха уменьшается, т.к. увеличивается степень затопления шахты и уменьшается высота падения струи.

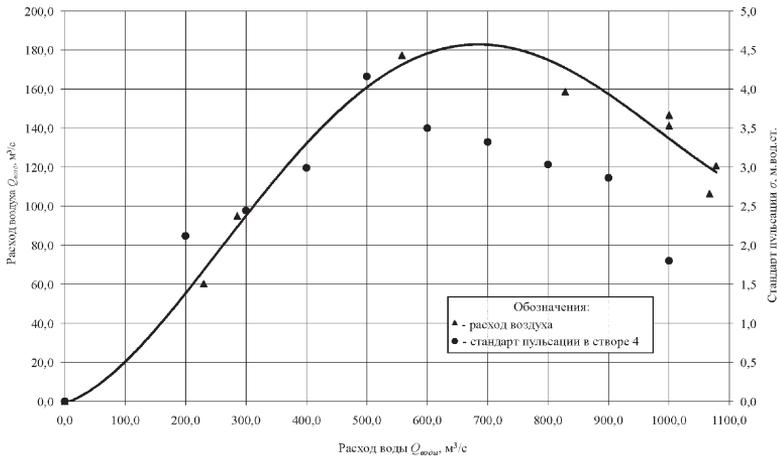


Рис. 2. Изменение расхода воздуха, поступающего в шахтный водосброс, и стандартов пульсации давления в зависимости от расхода воды

На рис. 3 показано изменение степени аэрации потока, т.е. отношения расхода воздуха к расходу воды (коэффициент K_A). Максимум K_A приходится на расходы от 250 м³/с до 500 м³/с. Следует отметить, что максимальная величина аэрации достигает 33% при расходе воды $Q_{\text{воды}} = 0,4 Q_{\text{max}}$. В то же время определено, что с учетом аэрации наибольшая скорость движения водовоздушной смеси соответствует максимальному расходу воды.

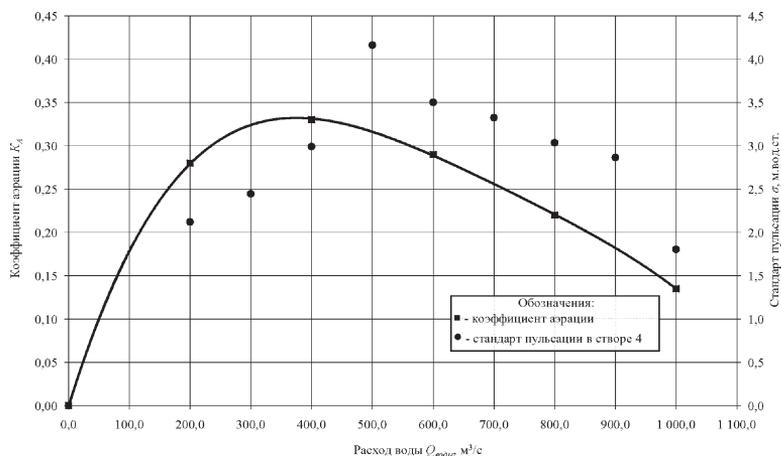


Рис. 3. Изменение коэффициента аэрации в отводящем туннеле и стандартов пульсации давления в зависимости от расхода воды

В проекте водосброса предусмотрена система подвода воздуха под струю. На модели измерены скорости на входе в воздухозаборное отверстие. Установлено, что аэрационная система практически не работает. Скорости воздуха либо отсутствуют, либо появляются эпизодически, не превышая $\pm 0,5 \dots 0,7$ м/с природы, а расход воздуха не превышает $5,0 \dots 7,0$ м³/с. Это свидетельствует о том, что в шахте устанавливается баланс воздуха, вовлекаемого струей и выделяемого из вальца кольцевого гидравлического прыжка в восходящих токах. По этой причине воздуховоды под струей могут быть исключены из проекта.

Следует обратить внимание на различие процессов выделения воздуха из водного потока на модели и в натуре. Диаметр модели туннеля равен 20,0 см. Всплытие пузырьков на модели от дна до потолка туннеля при их гидравлической крупности $\omega = 0,2 \dots 0,6$ м/с продолжается менее чем за одну секунду. При пропуске максимального расхода натурная скорость в туннеле составляет $v_n = 18,0$ м/с, что в пересчете для модели составит $v_m = 2,57$ м/с. Следовательно, основная часть воздуха на модели выделится из потока на участке длиной около 2,5 м (125,0 м натуре). В натуре пузырьки воздуха будут всплывать от дна до потолка туннеля в течение 30 секунд. За это время поток может пройти расстояние 540,0 м. Это означает, что на выходе из туннеля поток не будет полностью деаэрирован, а примерно на 60% (длина туннеля 360,0 м). Следовательно, на модели объем отводимого из туннеля воздуха завышен примерно на 40%.

На модели установлено, что примерно на последней 1/2 длины туннеля движение воздуха под шельгой переходит в «снарядный» режим, т.е. пузырьки воздуха группируются, образуя дискретные полости, которые при выходе из туннеля сопровождаются динамической нагрузкой ударного типа, что опасно для обделки туннеля. Выпуск воздуха из туннеля осложняется тем, что его концевая часть имеет обратный уклон. Это усугубляет образование «снарядного» режима движения воздуха. Аналогичное явление следует ожидать и в натуре. Это приводит к мысли о целесообразности выпуска воздуха из туннеля до образования или в самом начале «снарядного» движения.

На модели перепад давлений между шахтой и туннелем составляет 0,25...0,30 м в. ст., т.е. всего 0,025...0,030 атм. В натуре же разница составляет 10,0...13,0 м в. ст., т.е. более одной атмосферы. Следовательно, в натуре объем воздуха, захваченный потоком из шахты, увеличится вдвое. Качественно это явление не изменит режим движения воздушных полостей. При количественной оценке деаэрации следует также учесть высказанное выше соображение о том, что в

натуре не весь воздух поднимется к шельге туннеля, а 40% его выйдут в массе потока в нижний бьеф.

Были сделаны попытки избежать образования снарядного режима течения воздуха в потоке. При этом записывалась пульсация давления по отводящему туннелю. Эти записи давали возможность сравнивать динамические нагрузки для различных конструкций деаэраторов — сосредоточенных, распределенных по длине, различной формы и размеров.

Была выявлена закономерность изменения коэффициентов аэрации и стандартов пульсации давления в туннеле (см. рис. 2 и 3). Характерно, что несмотря на увеличение расхода воды и скорости течения, с уменьшением аэрации уменьшается и стандарт пульсации. Следовательно, основной причиной повышенных динамических нагрузок является воздух.

На модели исследовано шесть вариантов деаэраторов. Однако ни один из них не позволил уменьшить величину стандартов пульсации. Максимум динамических нагрузок приходился как раз на участки расположения деаэраторов.

Это заставило искать другие решения по конструкции шахтного водосброса, в частности, с устройством закрутки потока в узле соединения шахты с отводящим туннелем. Подобные водосбросы достаточно подробно исследовались применительно к высоконапорным гидроузлам [2, 3]. На Камбаратинской ГЭС-2 перепад между бьефами составляет примерно 50,0 м, при этом отводящий туннель заглублен под уровень нижнего бьефа на 9,2 м, что является существенным отличием от исследованных вариантов.

В варианте с закруткой потока шахтный водосброс состоит из водоприемного оголовка, вертикальной шахты, тангенциального завихрителя и отводящего туннеля (рис. 4). Диаметр шахты принят равным диаметру отводящего туннеля и составляет 10,0 м.

Согласно [1], основной геометрической характеристикой закручивающего устройства является параметр A :

$$A = \frac{\pi R_{\text{ц}} R}{\omega_{\kappa}}, \quad (5)$$

ных сил в приосевой зоне отводящего туннеля разрыва сплошности воды, так называемого, паровоздушного ядра (жгута), заполненного воздухом и парами воды, имеющего близкую к цилиндрической форму.

Уровень закрутки потока характеризуется интегральным параметром, представляющим собой отношение тангенциальной составляющей скорости (V_u) к максимальной (V_{\max}), и равен значению синуса угла между векторами скоростей.

Вариант с закрученным движением потока

$$\Pi = \frac{V_u}{V_{\max}} = \sin \alpha. \quad (6)$$

Используя зависимость $A = f(\Pi)$, приведенную в [3], получаем значение показателя закрутки на входе в отводящий туннель.

По длине закрутка постепенно ослабевает, т.е. параметр Π уменьшается. Закрученный поток в туннеле теряет устойчивость при $V_{u_3} = \sqrt{gR}$ и приобретает преимущественно осевое направление. При этом воздух из ядра собирается под шельгой туннеля и возникает проблема с его отводом. Здесь также возможен снарядный режим движения воздуха и повышенные динамические нагрузки. В рассматриваемых условиях, когда туннель подтоплен со стороны нижнего бьефа, образование снарядного движения воздуха является нежелательным. Наиболее надежным способом исключения указанного явления является сохранение закрутки до конца туннеля или, по крайней мере, на большей части его длины. Тогда основная масса воздуха будет сконцентрирована в ядре, и по нему будет выходить в нижний бьеф, не создавая серьезной динамической нагрузки на стенки туннеля. Следовательно, важным является изучение процесса затухания закрутки по длине туннеля.

На модели по длине туннеля были оборудованы четыре мерных створа, на расстоянии 1, 11, 21 и 30 диаметров туннеля, где были установлены датчики давления и гнезда для

трубок Пито, позволявших измерять величину скорости и направление потока по всему диаметру внутри туннеля.

В [1] приведена графическая зависимость изменения параметра закрутки по длине отводящего водовода, полученная в условиях отсутствия захвата воздуха водным потоком (рис. 5). Полагается, что при известном значении Π_0 вблизи узла закрутки, которое соответствует определенному значению параметра A (конструктивный параметр узла закрутки), можно получить значение Π в любом сечении отводящего водовода. Наши эксперименты показывают, что зависимость на рис. 5 не применима для рассматриваемого случая. Оказалось, что затухание закрутки по длине сильно зависит от содержания воздуха в потоке, который транспортируется по отводящему туннелю и от расхода воды.

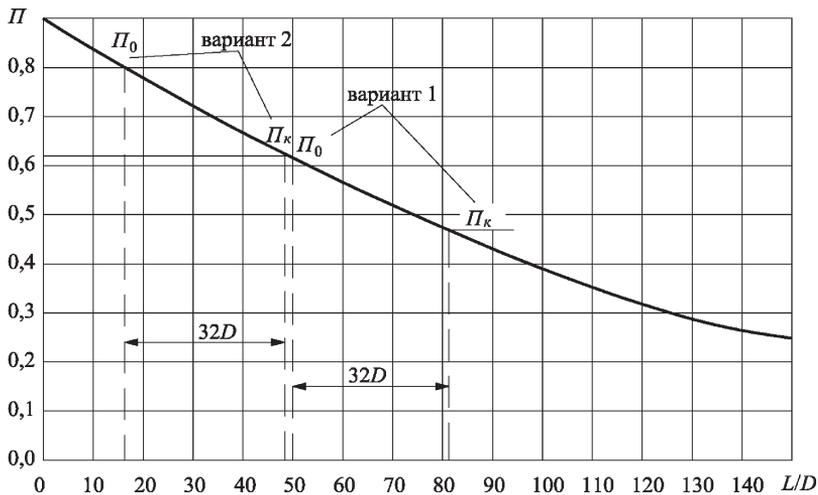


Рис. 5. Изменение параметра закрутки по длине отводящего водовода [1]

В верховом торце отводящего туннеля в центре воздушного жгута на модели было устроено воздухоотводящее отверстие. Эксперименты по пропуску серии расходов при открытом и закрытом воздухоотводящем отверстии показали следующее: в жгуте может быть как избыточное давление, так

и вакуум. При расходах до 0,8 от максимального давление в жгуте избыточное. При больших расходах оно становится атмосферным или меняет знак. Не приводим количественных данных, т.к. они относятся к конкретным условиям (заглубление отводящего туннеля, общий напор и т.д.). Важно то обстоятельство, что в случае закрытого отверстия весь воздух, захваченный потоком в шахте, транспортируется по отводящему туннелю, а при открытом отверстии часть воздуха под действием избыточного давления в жгуте выходит, и по туннелю транспортируется меньше воздуха.

Влияние содержания воздуха на параметр закрутки « Π » в различных створах хорошо иллюстрирует рис. 6.

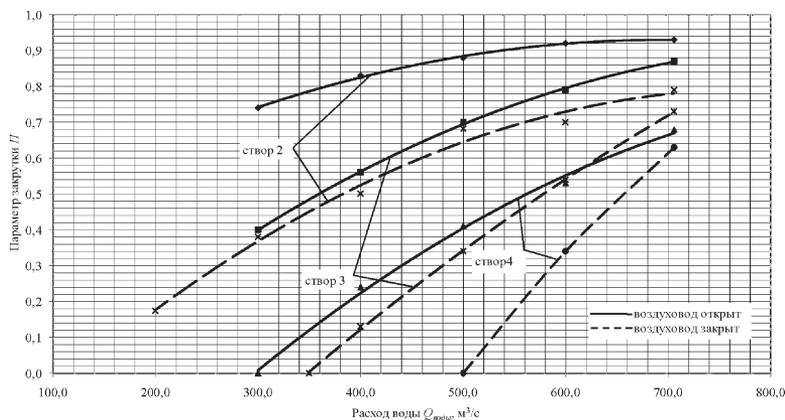


Рис. 6. Зависимость параметра закрутки Π от расхода воды.
Вариант узла закрутки 2

В экспериментах определялась длина участка закрутки, равная расстоянию от шахты до створа, где параметр $\Pi = 0$. Выяснилось, что эта длина является функцией как расхода, так и содержания воздуха в отводящем туннеле (рис. 7). Для другой конструкции закрутки (варианта 3) качественная картина повторилась (рис. 8), но и эти данные не соответствуют справочной кривой, приведенной на рис. 5.

Установлено, что отвод воздуха мало влияет на воздухозахват на входе в шахту. Некоторое его уменьшение связано

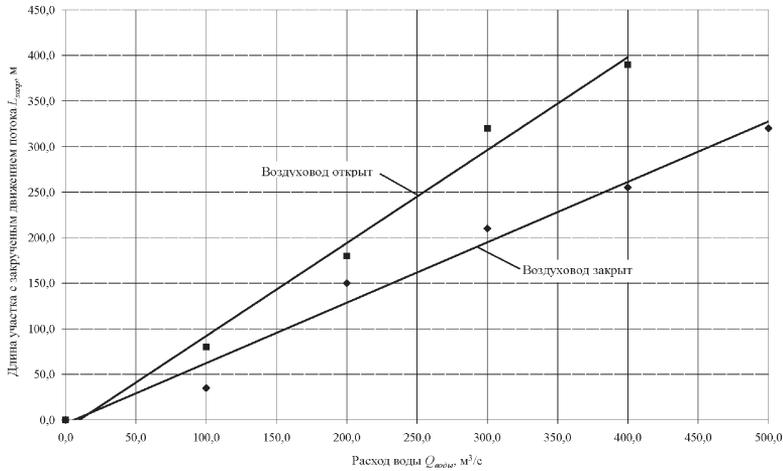


Рис. 7. Изменение длины участка с закрученным движением потока. Вариант узла закрутки 2

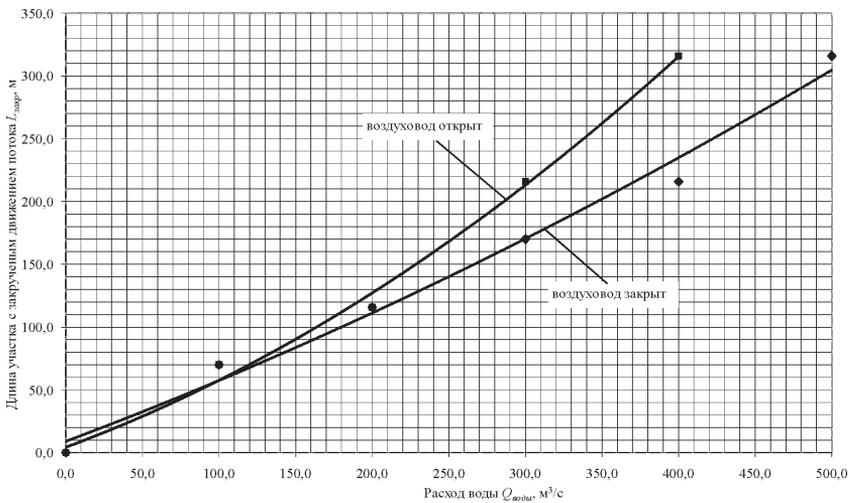


Рис. 8. Изменение длины участка с закрученным движением потока. Вариант узла закрутки 3

с тем, что при закрытом воздухоотводе сопротивление отводящего туннеля увеличивается, и уровень в шахте несколько повышается. Увеличивается тормозящее закрутку влия-

ние воздуха, которое и приводит к уменьшению длины участка с закрученным движением.

Отдельный вопрос, изучавшийся на модели, состоит в определении влияния воздуха на динамические нагрузки. На модели в тех же 4-х створах устанавливались датчики давления, позволившие проследить это влияние. На рис. 2 и 3 в координатах расхода нанесены стандарты пульсации давления по датчику в створе 4 для шахтного водосброса без закрутки.

Эти данные показывают, что максимум стандарта пульсации « y » для водосброса с шахтным водобойным колодцем приходится на область максимальной аэрации, а для водосброса с закруткой соответствует пропуску максимального расхода воды (рис. 9). Для первого варианта водосброса при максимальном расходе аэрация уменьшается, и стандарт пульсации выравнивается по длине туннеля. При этом наименьшая пульсация давления наблюдается именно вблизи шахты. Переход к варианту с закрученным движением по-

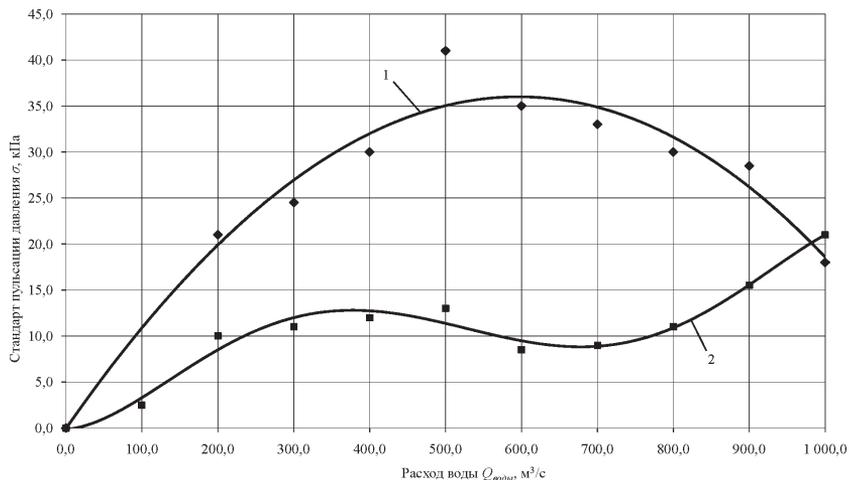


Рис. 9. Сравнение изменения стандартов пульсации давления на обделку туннеля в створе 4 для вариантов водосброса с шахтным водобойным колодцем (1) и закрученным движением потока (2)

тока в широком диапазоне пропускаемых расходов позволил уменьшить значения стандартов пульсации давления более чем в 3 раза — примерно с 35,0 кПа до 10,0 кПа.

Если проследить, как изменилась аэрация потока (рис. 10), то можно считать, что связь степени аэрации и стандарта пульсации давления существует. Однако при максимальном расходе уровень пульсации давления становится одинаковым. Это объясняется тем, что в обоих случаях источником максимальных значений является выход дискретных масс воздуха через систему деаэрации или путем образования снарядного режима движения. Но при больших расходах воды расход захватываемого воздуха уменьшается, и эти условия для обоих вариантов водосброса становятся близкими.

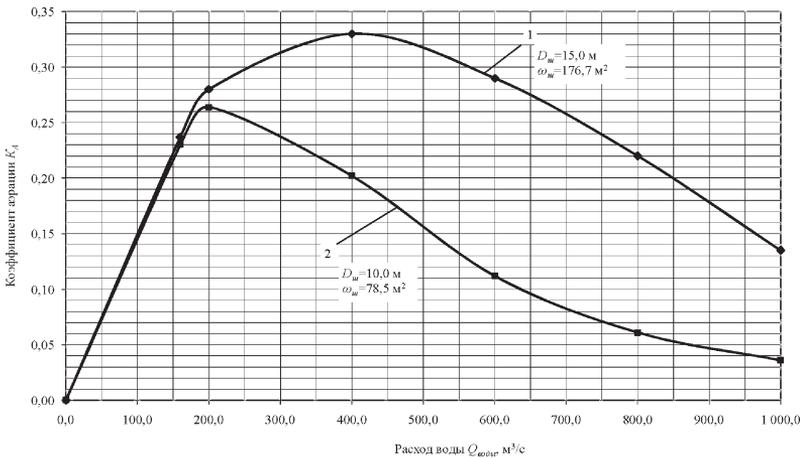


Рис. 10. Изменение коэффициента аэрации K_A для вариантов водосброса с шахтным водобойным колодцем (1) и закрученным движением потока (2)

Выводы:

1. Водосброс с шахтным водобойным колодцем должен иметь диаметр шахты больше, чем минимальный размер конфузора водосливной воронки, что способствует отрыву струи от стенок шахты. При такой конструкции нет необходимости

ти подводить воздух под струю. Подпитка полости под струей осуществляется воздухом, выделяющимся в шахте из валцов кольцевого гидравлического прыжка.

2. Применение шахтных водосбросов с закрученным движением потока в отводящем туннеле может служить целям: снижения динамических нагрузок на облицовки отводящего туннеля;

защите поверхности туннеля от кавитационной эрозии на участке закрученного движения потока;

недопущению образования «снарядного» движения воздуха, выделяющегося в отводящем туннеле, являющегося источником повышенных динамических нагрузок на облицовку туннеля.

3. Для шахтного водосброса с закруткой потока предлагаемая в справочнике [1] зависимость интегрального параметра закрутки Π от длины участка закрученного движения потока не является обобщающей и не может быть использована на практике. Длина участка закрутки зависит от расхода, как воды, так и захваченного из шахты воздуха.

4. В шахтных водосбросах с закрученным движением потока количество воздуха, захватываемого водным потоком, может составлять 20...30% от расхода воды. При заглубленном расположении отводящего туннеля ниже уровня нижнего бьефа следует стремиться сохранять закрутку до конца туннеля для выпуска воздуха через полое ядро, образующееся внутри закрученного потока. Если участок закрутки короче длины туннеля, то в нем неизбежно образование «снарядного» режима движения воздуха и повышенные динамические нагрузки. Величина пульсаций давления несколько уменьшается при устройстве в торце закручивающего устройства воздуховода диаметром 0,05...0,1 от диаметра отводящего туннеля. Это связано с тем, что увеличение расхода воздуха в отводящем туннеле ведет к уменьшению длины участка закрученного движения потока.

5. Выполненные эксперименты показали, что гидравлика водосбросов с шахтным водобойным колодцем и с закрученным движением потока имеет дело с двухфазным пото-

ком, который не моделируется по законам гравитационного подобия. Следовательно, количественные данные, получаемые на модели, не будут точно соответствовать действительности. Однако такие исследования позволяют установить качественные связи. Поэтому результаты, приведенные в настоящей статье, не претендуя на универсальность, позволяют глубже разобраться в явлениях, происходящих в шахтных водосбросах.

ЛИТЕРАТУРА

1. **Гидравлические** расчеты водосбросных гидротехнических сооружений. Справочное пособие. – М.: Энергоатомиздат, 1988.
2. **Волшаник В.В., Зуйков А.Л., Мордасов А.П.** Закрученные потоки в гидротехнических сооружениях. – М.: «Энергоатом-издат», 1990.
3. **Галант М.А., Животовский Б.А., Новикова И.С., Родионов В.Б., Розанова Н.Н.** Особенности вихревых туннельных водосбросов и гидравлические условия их работы // Гидротехническое строительство, 1995. – №9.
4. **Henry T. Falvey.** Air –Water flow in hydraulic structures, Eng. Monograph, N41. Bureau of Reclamation, USA. Dec. 1980. 145 p.

ОБЗОР ТЕХНИЧЕСКОГО МАТЕРИАЛА ПО АВАРИЯМ ГРУНТОВЫХ ПЛОТИН

*Беликов В.В., доктор техн. наук,
Дрюкова А.С., инженер (ОАО «НИИЭС»)*

Функционирование любого объекта техногенной сферы базируется на фундаментальных законах природы. Разница может быть в том, что одни законы давно известны человеку (з. Архимеда, з. Ньютона и т.п.), и при сооружении и эксплуатации объектов вопрос состоит в правильном и рациональном их применении. Другие закономерности природы стали известны человеку за последнее столетие и ещё недостаточно изучены в применении и во времени.

Использование техногенных объектов требует значительных прикладных исследований, характерных для определённой области.

Об авариях грунтовых плотин

Конец XX и начало XXI века характеризуется в истории развития человеческого общества опасным ростом количества и масштабов различных аварий и катастроф.

Наиболее опасен риск аварий и катастроф на крупных экологически уязвимых объектах, к которым относятся многие водохозяйственные сооружения (плотины и водохранилища, дамбы, перемычки, берегозащитные и ограждающие сооружения, в том числе сооружения золошлаковых отходов, пруды-накопители и др.).

В настоящем обзоре основное внимание уделено подпорным гидротехническим сооружениям — плотинам ГЭС и дамбам, построенным в различных странах, в разных по природным условиям регионах и в разное время. Например, в Англии 50% плотин построено более 80 лет тому назад, в Испании 10 плотин функционируют более 1600 лет. В верховьях Рейна до сих пор эксплуатируется старейшая в Европе ГЭС Рейнфельден, построенная в 1880 г. Китай в течение около 4 тысяч лет имеет опыт конструирования и строительства плотин и использования зарегулированных водных ресурсов.

Плотина Дунангдан, созданная 2000 лет назад, регулировала паводки реки Манджианг и позволила использовать её воды для орошения. Построенная на р. Хуанхэ ещё до нашей эры плотина Шан Шуао успешно функционирует и в наше время.

Наиболее опасные по своим последствиям ЧС возникают при прохождении через гидротехнические сооружения сверхрасчётных расходов воды и заниженных размерах водосбросов (т.е. при аварии происходит разрушение напорного фронта, образовывается проран, идёт возникновение волны прорыва и затопление территорий в нижнем бьефе гидроузлов). Об этом свидетельствуют материалы Международной комиссии по большим плотинам, в соответствии с которыми ежегодно в мире на гидроузлах происходит около 3 тысяч аварий. Из них значительное число повреждений наблюдается в период прохождения катастрофических сверхвысоких половодий, вследствие прохождения обильных ливней и паводков, что связано с недостатками проектно-технических решений при пропуске экстремальных расходов. В результате в период прохождения крупных паводков не удаётся своевременно открыть затворы, и сброс воды осуществляется через гребень плотины, что в земляных плотинах из связного материала приводит к развитию прорана и дальнейшему разрушению .

В 80 – 90 гг. в мире началось широкое обсуждение и изучение проблем безопасности в связи с возрастающим количеством чрезвычайных ситуаций и наносимым экономике ущербом, а также осмысление различных угроз государству и необходимость поиска способов противостояния им.

В настоящее время на территории Российской Федерации эксплуатируются более 30 тыс. объектов гидротехнического строительства, находящихся в ведении Министерства природных ресурсов РФ, и около 2,5 тыс. объектов промышленной гидротехники.

В последние годы в нашей стране и за рубежом на многих гидротехнических сооружениях независимо от их функционального назначения и размеров, существенно возрос риск

аварий в связи с различными нарушениями в процессе эксплуатации, старением материалов сооружений, отсутствием правил эксплуатации, надлежащего контроля за безопасностью гидротехнических сооружений.

На территории России эксплуатируются несколько десятков тысяч плотин и других гидротехнических сооружений, уровень безопасности которых за последние десятилетия вследствие разных причин снизился. Плотины из грунтовых материалов, зачастую представляющие собой основной элемент напорного фронта гидроузлов — источник наибольшей потенциальной опасности.

При аварии на гидротехнических сооружениях наиболее опасным последствием является разрушение напорного фронта, возникновение волны прорыва и затопление территории в нижних бьефах гидроузлов.

Анализируя техническую литературу и материалы 9 Международного конгресса по большим плотинам, основные причины аварий часто следующие:

- большие оползни в пределах чаши водохранилища;
- недоучёт свойств основания (т.е. серьёзные повреждения образуются чаще всего вследствие непредвиденного заранее неблагоприятного поведения неоднородных оснований), далее на ослабленном участке происходит проседание плотины, где возможен процесс образования прорана;
- низкое качество производства строительных работ;
- неправильный выбор расчётной обеспеченности сбросного расхода;
- недоучёт химического воздействия фильтрационного потока на материал сооружения;
- недостаток пропускной способности водослива гидроузла;
- неучтённые проектом внешние воздействия: размыв откоса волнами, паводковыми водами, переливающимися через гребень ливневыми дождями, а также повреждения при сейсмических воздействиях, к которым грунтовые плотины более чувствительны;
- возможны наводнения, вызванные заторами льда, формирующимися на самих водохранилищах.

В мае 2010 г. состоялось заседание Исполкома Международной комиссии по большим плотинам (International Commission of large dams или ICOLD) в столице Республики Вьетнам, г. Ханой, в рамках проведения Ежегодного 78-го Собрания этой организации.

Сведения о прорывах грунтовых плотин (из материалов Прудовского А.М., д.т.н.) по своим параметрам подведомственных ICOLD приведены в сборнике «Безопасность энергетических сооружений», Вып. №17 2010 г. (табл. 1 и 2). В этих таблицах приведены характеристики земляных плотин, подверженных прорыву, также сооружения которые были разрушены по причине образования свищей, фильтрации или перелива через гребень плотины и в табл.2 гидравлические и геометрические характеристики проранов в земляных плотинах.

Плотина может претерпеть аварию непосредственно во время наполнения водохранилища, в ближайшие годы после наполнения водохранилища или после длительного периода эксплуатации, иногда после нескольких десятилетий.

Деформация плотины продолжается в течение всего времени её существования. Она связана, с одной стороны, с рядом постоянных факторов, при этом деформация имеет общую тенденцию приблизиться к определённому пределу, с другой стороны, вызывается действием изменяющейся нагрузки и следует циклическим изменениям этой нагрузки.

Вибрация и изменение нагрузки на плотину ведут к усталому разрушению материала плотин.

С течением времени в земляных плотинах развивается анизотропность. Материалы, использованные при её постройке, могут становиться слоистыми в различных направлениях. Физические свойства материалов сооружения могут изменяться, и это может явиться причиной местных повреждений.

Если допускается перелив через плотину, то в расчёт вводится дополнительная нагрузка. При этом плотина не должна разрушаться. Для наблюдений за её поведением в плотину должна быть заложена аппаратура.

О волне прорыва. Проран

Проран (по толковому энциклопедическому словарю) – это промоина, отверстие в плотине, дамбе, прорванной водным потоком.

При аварии грунтовой плотины наиболее опасным ее последствием является прорыв напорного фронта, образование прорана и возникновение непредвиденного паводка в нижнем бьефе гидроузла. Это может привести к большим экономическим, экологическим и социальным последствиям.

Намного чаще по сравнению с бетонными и железобетонными разрушаются земляные плотины с образованием прорана, площади поперечного сечения которого существенно меньше площади поперечного сечения всего русла. Сложность такой задачи для теоретического анализа обусловлена тем, что в её постановке наряду с начальным разрывом уровня свободной поверхности присутствует граничный разрыв площади поперечного сечения.

Как при переливе воды через гребень, так и при образовании свища первоначально обычно образуется локальный прорыв от гребня сооружения до его основания. В случаях перелива воды через гребень размыв начинается на наиболее пониженном или наиболее ослабленном участке гребня.

Но независимо от причины возникновения, формы и размеров начального отверстия в напорном фронте плотины дальнейшее его развитие во всех случаях имеет идентичный характер. Гидрограф волны прорыва при аварии зависит от изменения во времени параметров прорана (его размеров и формы, скорости расширения) при заданных внешних факторах (параметрах водохранилища, приточности, конструкции плотины, геологическом строении основания, топографии района створа и т.п.). Эта характеристика входит в условия однозначности математической модели волны излива, обычно представленной уравнениями Сен-Венана. От точности предсказания параметров гидрографа зависит надежность прогноза характеристик катастрофического паводка в различных областях затопления, сведения о которых необходимы для выбора разме-

щения хозяйственных объектов, разработки противопаводковых мероприятий, составления плана действий в случаях аварии, оценки последствий прохождения волны излива, страхования подпорных сооружений и т. д.

Наиболее часто происходит разрушение грунтовых плотин — до 80% всех аварий. При расчетах параметров волн излива, выполненных в последние годы, вводилось предположение о мгновенном достижении конечных размеров прорана не только в бетонных и железобетонных, но и в грунтовых плотинах.

В реальных условиях волна понижения уровня после разрушения плотины распространяется в верхнем и нижнем бьефах. Прямые волны изучаются в лабораторных условиях, но из-за ограниченной длины экспериментальной установки только на коротких интервалах времени и небольших расстояниях при теоретическом анализе вводится упрощение, т.е. в створе плотины задаётся начальный разрыв уровня свободной поверхности в водохранилище, и русло заменяется бесконечно широким каналом с ровным дном. При расчёте реальных процессов используются натурные данные о геометрии системы, гидравлических сопротивлениях и взаимной связи процессов в основном русле, пойме, притоках.

В технической литературе имеются параметры расчета волны прорыва. Расчёт позволяет не только определить зону затопления в нижнем бьефе гидроузлов, но и прогнозировать масштабы возможных бедствий.

При расчётах параметров волн излива, вводится предположение о мгновенном достижении конечных размеров прорана (т.е. рассматривается случай террористического акта для грунтовых плотин), хотя в реальных условиях процесс формирования прорана в грунтовых плотинах, дамбах далеко не быстротечен. Для достоверного расчета параметров прорывного паводка необходимо оценить развитие прорана во времени. Вместе с тем в настоящее время имеются более или менее надежные методы расчета только интегральных характеристик прорана — суммарного объема выноса грунта или его конечной ширины, максимального расхода излива, полного времени стабилизации процесса.

По материалам Прудовского А.М., в настоящее время имеется три подхода к разработке методов предсказания закономерностей формирования проранов (к построению моделей образования проранов):

1. Для построения зависимостей выбираются параметры из банка натуральных данных о реально имевших место случаях образования проранов или данные о развитии проранов в лабораторных условиях. Этот подход не основан на физических связях.

2. При его использовании применяются упрощающие предположения, например, предположение о форме зависимости от времени процесса развития прорана. Имея сведения о времени развития прорана и максимальном расходе истечения, представляется некоторая возможность определения гидрографа истечения через проран. В этом подходе могут использоваться также допущения о форме прорана, о соотношении скоростей развития прорана по глубине и ширине и т.д.. Этот подход полагается только частично физически обоснованным.

3. Предполагается, что при этом имеет место комбинация процессов гидравлики, транспорта наносов и механики грунтов. Преимуществом такой модели считается, что она позволяет обоснованно определять процесс формирования прорана и соответственно потенциальный гидрограф разлива воды через проран. Этот метод является физически обоснованным.

В настоящее время расчёт волн в нижнем бьефе после разрушения плотины (волн прорыва) выполняется на основе уравнений Сен-Венана. При этом учитываются реальная форма русла, уклон дна, наличие притоков в основное русло и разнообразные гидравлические сопротивления.

21 июля 1997 года вступил в действие принятый Федеральный закон «О безопасности гидротехнических сооружений», в соответствии с положением которого «Все гидротехнические сооружения, представляющие потенциальную опасность для населения, обязаны предоставить декларации с прогнозом развития и оценкой последствий в случаях аварий на сооружениях». Здесь для выполнения этих требований и вви-

ду наиболее опасных по своим последствиям ЧС, возникающих при прорыве плотины, дамбы, будет актуально изучение вопроса о размыве грунтовых плотин, дамб из связных материалов с образованием прорана.

Модельная задача о разрушении плотины имеет определённый аналог в газовой динамике. Аналогия основана на идентичности уравнений движения идеального политропного газа и классических уравнений первого приближения теории мелкой воды при условии, что для газа показатель адиабаты равен двум.

Эта аналогия эффективно используется при получении аналитических решений.

Примеры разрушения укатанных земляных плотин и дамб

Плотина Johnson

Пенсильвания. Высота 22 м, ширина гребня — 3,05 м, верхний откос — 1 : 2, низовой откос — 1 : 1,5. Тело плотины состояло из двух частей. Верховая часть представляла собой земляную насыпь, хорошо укатанную, низовая часть была из каменной наброски.

В мае 1889 г. шли сильные ливни, горизонт воды в водохранилище быстро повышался. Водослив, имеющийся при плотине для сброса воды, оказался недостаточных размеров. Вода поднялась выше гребня плотины, затопила её и стала переливаться через неё слоем около 50 см. Постепенно вода промыла отверстие в насыпи и плотина разрушилась.

Плотина Lower Pecos

Плотина Lower Pecos (США, Новая Мексика) построена в 1890 г. Она имеет высоту 15,8 м, ширину гребня — 6,1 м, превышение гребня плотины над горизонтом воды — 1,7 м, длину по гребню — 346 м, верхний откос — 1 : 3,5, низовой откос — 1 : 1,5. Тело плотины состояло из двух призм: верховая — из грунта 76500 м³, низовая — из каменной наброски объёмом 39780 м³. Верховой откос покрыт мощением. Для сброса воды при плотине имелся водослив шириной 71 м.

В августе 1893 г. из-за недостаточных размеров водослива плотина была затоплена и размыта.

Плотины Dells и Hatfield

Плотины Dells и Hatfield (США), построенные для использования водной энергии, разрушились в октябре 1911 г. Осенью 1911 г. шли сильные дожди. За 18 часов до наступления катастрофы в этом бассейне выпало 72 мм осадков. В распоряжении компании, которой принадлежали плотины, имелась значительная рабочая сила. Плотину Dells наращивали при помощи мешков с песком, но это не спасло её от разрушения вследствие перелива воды через гребень.

Спустя пять дней после разрушения плотины Dells поток воды из её водохранилища достиг плотины Hatfield. Здесь вода быстро поднялась, и начался перелив воды через гребень. Поток воды очень быстро прорвал высокую часть плотины. Длина водослива плотины Hatfield была около 140 м, что было бы достаточно для пропуска воды, если бы около него не образовался затор из предметов разрушения, который задерживал свободный проход воды через водослив.

Плотина Trout Lake

Плотина Trout Lake (США, Колорадо) имела высоту около 7,6 м, ширину гребня — 1,83 м, уклон верхового откоса — 1 : 2.

Верховой откос был укреплен каменной неброской, часть же восточного конца была покрыта деревянной мостовой. Водосброс состоял из двух деревянных лотков на восточном конце плотины. Один лоток имел ширину 1,2 – 9,1 м, глубину — 1,2 м, другой — ширину 2,14 м и глубину — 1,2 м.

В сентябре 1909 г. шли дожди необычайной силы и продолжительности. Они размывали деревянную плотину, находящуюся выше по течению. Тогда вода быстро поднялась у плотины Trout Lake, затопила её и размывала часть плотины вблизи водосброса. Длина размывтой части была около 15 м.

Плотина Winston

Плотина Winston была построена 1902 г. Для водоснабжения г. Уинстон (США). Она имела высоту 7,3 м. В середине плотины находился водослив из каменной кладки длиной около 16 м с отметкой гребня водослива на 1,22 м ниже отметки гребня плотины. С одного конца водослива в теле плотины

тины была диафрагма из бутовой кладки, которая однако не доходила до твёрдой породы по всей длине. С другого конца водослива земляная насыпь с низовой стороны поддерживалась подпорной стенкой из бутовой кладки.

Сильные и продолжительные дожди вызвали большой паводок, который не смог пропустить водослив, имеющийся при плотине. В марте 1912 г. земляная плотина была затоплена и разрушена.

Плотина Lidderdale

Плотина Lidderdale (США, Колорадо), высота — 5,8 м, длина по гребню — 335 м. Верховой откос был покрыт неброской из крупного камня. Водослив шириной 12,2 м находился на правом берегу. По основанию плотины в середине был проложен трубопровод.

Разрушение плотины произошло 19 августа 1909 г., когда после небывалого сильного паводка из-за недостаточной пропускной способности водослива вода поднялась выше гребня плотины, и часть сооружения на длине 30,5 м была размыта. Донный водоспуск открыть было нельзя из-за поломки затвора.

Плотина Баньцяо

Грунтовая плотина Баньцяо (Китай) (рис. 1), высотой 24,54 м была разрушена в 1975 г. в результате перелива через гребень плотины. Перелив произошел в результате недостаточной пропускной способности холостых водосбросов в период экстремального паводка (повторяемостью раз в 2000 лет), в то время как плотина была рассчитана на паводок, повторяемостью раз в 1000 лет, кроме того на столь печальное развитие событий повлияло несвоевременное принятие решения об открытии водосбросов.

25 июля 2010 г. Американский штат Айова. Прорыв дамбы на реке Макуокета (Maquoketa) (рис. 2) был вызван проливными дождями, обрушившимися в последние дни на центральные районы США. Дамба на реке Макуокета находится на востоке Айовы. По данным управляющего дамбой, количество воды, поступающей из озера Дели (Delhi) в реку, из-за прорыва дамбы могло стать угрожающим для населен-



Рис. 1. Разрушенная плотина Баньцяо

ных пунктов, расположенных вблизи плотины. Это небольшой городок Хопкinton (Hopkinton), с населением 700 человек, а также город Монтиселло (Monticello), население которого составляло около 4 тыс. человек. Власти оценивали общее число пострадавших от наводнений в 8 тыс. человек, разрушен мост через реку, на которой находилась дамба. По данным метеорологов, за минувшие сутки в регионе выпало примерно до 40 см осадков, что является месячной нормой.

Некоторые отзывы об авариях, обнаруженных в технической литературе, произошедшие за последнее время

Северный Каспий. В технической литературе встречаются проблемы, связанные с обмелением Аральского моря и формированием новой акватории с помощью дамб, и вопрос защиты больших территорий от наводнений в связи с быстрым повышением уровня Каспийского моря. Здесь рассматривается вопрос создания системы защитных сооружений для предотвращения крупных наводнений в бассейне р. Самур.

При подъёме уровня от отм.-27 м, до отм.-25 м. в зону затопления в Дагестане, Калмыкии и Астраханской области



Рис. 2. Дамба на реке Макуокета (Maquoketa)

попадают территории площадью 1654 га. Также существует угроза затоплений нефтепромыслов у северо-восточного побережья моря. Здесь существуют временные локальные дамбы, но они не решают двойную задачу: а) обеспечение защиты нефтепромыслов; б) ограждение моря от загрязнения.

Дело в том, что побережье северного Каспия достаточно специфично. Здесь имеют место:

интенсивная ветроволновая нагрузка во время нагонных явлений со стороны моря и водохранилища;

замкнутость бассейна, вследствие чего колебания моря носят не периодичный характер;

незначительный уклон поверхности — $0,0002 \dots 0,0009^\circ$, следовательно, сильная подвижность линии уреза воды, т.е. если уровень моря повышается на $1,5 - 2$ м, то урез воды перемещается на несколько десятков километров в сторону суши и вызывает затопление огромного пространства.

Весной 1989 – 1990 гг. были крупные нагонные явления, которые вызвали затопление посёлка нефтепромыслов.

В 1993 г. Киселёвское водохранилище, р. Каква, г. Серов. Произошел прорыв плотины Киселёвского водохранилища, вызвавший катастрофическое наводнение в г.Серов Свердловской области. В результате резкого подъёма уровня воды ниже гидроузла произошло затопление 69 км^2 поймы реки.

В 1994 г. произошла катастрофа на Тирлянском водохранилище, расположенном в Белорецком районе Башкирии. В результате прорыва плотины образовался излив $8,6$ млн. м^3 воды.

В 1889 г. была размыта земляная плотина Соу-Фокс в США в результате перелива через гребень паводочной волны с максимальным расходом, в 2 раза превышающим пропускную способность водосброса.

В 1984 г. была прорвана плотина Мачху II в Индии, максимальный расход волны прорыва достигал 14 тыс. $\text{м}^3/\text{с}$ при расчётном $6180 \text{ м}^3/\text{с}$, было смыто 12 тыс. домов.

На плотине Зербино в Италии высотой $16,5$ м, построенной в 1924 г., максимальный расход водосброса составлял $700 \text{ м}^3/\text{с}$, а наибольший измеренный расход — не более $400 \text{ м}^3/\text{с}$. В августе 1935 г. был зафиксирован приток воды к водохранилищу в количестве $2200 \text{ м}^3/\text{с}$ (повторяемость — 1 раз в $200\,000$ лет), слой переливающейся через гребень плотины воды достигал $2,2$ м.

На гидроузле Ринкон-дель-Боннет (Уругвай) в 1959 г. был отмечен паводок повторяемостью 1 раз в 5000 лет.

Дамба водохранилища Сургутской ГРЭС. Неувязки в проекте гидромеханического оборудования и неготовность к работе водосброса вызвали разрушение ограждающей дамбы водохранилища Сургутской ГРЭС, т. к. в паводок не удалось полностью открыть затворы.

Перебои с электроснабжением явились причиной аварий и на грунтовой плотине Бельцы (Румыния) в 1991 г.

Плотина Лутуфаллст (Норвегия). В 1986 г. была частично смыта плотина Лутуфаллст после заклинивания затворов.

Экибастузская ГРЭС. В 1984 году Средний Енисей в районе Лесосибирска подвергся зимнему затоплению из-за резкого увеличения выработки энергии на Красноярской ГЭС в связи с аварией на Экибастузской ГРЭС в период зимних холодов. Сброс воды взломал лёд, подтопил и нанёс большой ущерб лесозаготовительным организациям, вода сорвала запани с подготовленной для переработки и экспорта древесины, снесла ограждающие дамбы затонов в ряде портов, в том числе в г. Красноярске, разметала караваны барж, стоящих на ремонте, и т.д.

В результате Ташкентского землетрясения 26 апреля 1966 г. произошло проседание гребня плотины на озере Яцинкуль, затем ее разрушение в центральной части и формирование волны прорыва. В 1,5 км от плотины вследствие размыва около 3 млн. м³ грунта сформировался водокаменный сель высотой 12 м, обрушившийся в долину реки Тегермеч.

На плотину Миатлинской ГЭС, построенную в 1977 г., с 1978 г. со стороны правого берега движется оползень объемом 3 млн. м³, он уже «прошел» путь более чем в 30 м. Оползень объемом около 10 млн. м³ в районе правого берега плотины Мингечаурской ГЭС на р. Куре активизировался спустя 35 лет после начала ее эксплуатации. Провоцирующим фактором был сильный ливень (за сутки выпало около 80 мм осадков) и развитие глиняного карста из-за подмыва рекой толщи глинистых песчаников.

Вынос значительного объёма грунта у плотины Курейской ГЭС в 1992 году. Авария связана с недооценкой геологических условий и дефектами строительства ГЭС. Недостаточная изученность геологического строения, пород и их свойств привела к затоплению деривационного туннеля Ингурской ГЭС (не были учтены карстовые проявления слоистых известняков).

Плохо выполненная гидроизоляция стала причиной фильтрации в деривационном туннеле Храмской ГЭС, дефекты в

зоне сопряжения грунтовой плотины с основанием у Криво-порожской ГЭС в Карелии.

11 февраля 2005 года в провинции Белуджистан на юго-западе Пакистана из-за мощных ливней произошел прорыв 150-метровой плотины ГЭС у города Пасни. В результате было затоплено несколько деревень.

5 октября 2007 г. на реке Чу во вьетнамской провинции Тханьхоа после резкого подъема уровня воды прорвало плотину строящейся ГЭС Кыадат. В зоне затопления оказалось около 5 тыс. домов.

Здесь огромное значение приобретают проблемы обеспечения безопасности гидросооружений, выявление и анализ причин их возможного повреждения, сценариев и последствий аварий, с целью разработки обоснования мероприятий по их предупреждению.

О плотинах, сооружённых в суровых климатических условиях

Проблема строительства плотин на вечномерзлых грунтах возникла в связи с началом промышленного и сельскохозяйственного освоения, а также транспортного строительства в восточных и северо-восточных областях страны. Первые сведения о строительстве в этих районах плотин из грунтовых материалов относятся к концу XVIII века. Это была грунтовая плотина на р. Мыкырт в г. Петровске-Забайкальском, построенная для создания водохранилища хозяйственно-питьевого назначения. Плотина длиной по гребню 910 и высотой 9,5 м была построена в 1792 г. из тяжёлых супесей и имела деревянный водосброс. С целью промораживания тела плотины и сохранения его при эксплуатации в мерзлом состоянии она строилась (по дошедшим сведениям) в течение семи зимних периодов. Около 140 лет плотина эксплуатировалась успешно, но во время ремонтных работ по водосбросу (1929 г.), начатых в тёплое время года, был нарушен температурный режим основания водосброса, и по оттаявшим грунтам началась фильтрация. Дальнейшая эксплуатация стала возможной только после полной перестройки плотины.

В 1914 г. на реках Амазар, Могоча, Урка, Чичатка для водоснабжения железнодорожных станций были созданы водохранилища. При заполнении водохранилища плотина на р. Амазар, построенная для водоснабжения станции Могоча, начала фильтровать, в её теле начали образовываться промоины. Уменьшить утечку воды удалось только после того, как с напорной стороны у ряжа в теле плотины была прорыта траншея по всей длине плотины.

Особенно опасны наводнения, вызванные зимними попусками из водохранилищ, формирующими подвижки льда и ледоход в нижнем бьефе, сопровождающиеся подтоплением прибрежных участков.

Значительная часть крупных ГЭС России расположена в суровых по природным условиям регионах, в зоне многолетнемерзлых пород (ММП). Это Вилуйская, Хантайская, Колымская, Курейская, Зейская, Мамаканская ГЭС.

Плотины ГЭС и водохранилища являются одними из наиболее крупных инженерных сооружений в зоне многолетнемерзлых пород и активно с ними взаимодействуют. Около 50% аварий на гидроузлах происходит в зоне ММП вследствие неучёта криогенных процессов в теле плотин, их основаниях и в районах примыкания. Главными факторами развития таликов в районе гидроузлов, деградации мерзлоты и создания аварийных ситуаций является влияние водных масс водохранилищ, изменение гидрогеологических условий в основании плотин и на прилегающих участках, изменений микроклимата и условий теплообмена, физико-технических свойств мерзлых пород и др.

За счёт просадок дна при оттаивании мерзлых пород происходит увеличение объёмов водохранилищ на 15% и более, что задерживает достижение НПУ, осложняет условия эксплуатации водохранилищ, снижает выработку энергии.

Увеличение объёма за счёт термопросадок впервые было установлено для Усть-Хантайского водохранилища, НПУ которого был достигнут лишь спустя 20 лет после заполнения водоёма, при этом его объём увеличился на 14%.

Термопросадки наблюдались и у Вилуйского гидроузла: в первые четыре года многолетнемерзлые породы протаяли

под плотиной, где ощущалось наибольшее воздействие на ММП, на глубину в 9 м, в остальные годы — на 6 — 9 м, а наибольшая величина протаивания достигала 14 м.

Аналогичные последствия прогнозируются, например, на Селемджинском водохранилище, где термопросадки в течение 5 – 10 лет могут вызвать приращения мертвого объема на 5%, требующие дополнительных водных ресурсов.

В процессе строительства и эксплуатации были обнаружены просадки в теле плотины Усть-Илимской ГЭС.

О плотинах из мёрзлых грунтов

Основной особенностью вечномёрзлых грунтов является наличие в них льда, поэтому их строительные свойства определяются количеством и характером распределения ледяных включений .

По особенностям промерзания вечномёрзлые грунты подразделяют на эпигенетические и сингенетические. К эпигенетическим грунтам относятся такие, промерзание которых происходило после их формирования, это прежде всего все дочетвертичные отложения. К сингенетическим грунтам относятся такие, промерзание которых происходило одновременно с образованием осадков четвертичных отложений. Они залегают в поверхностных слоях земной коры, где в основном происходит инженерная деятельность человека. Именно к этим слоям приурочены такие важные с инженерной точки зрения криогенные процессы, как морозобойное трещинообразование, формирование полигонально-жильных льдов, термокарст и др.

Текстура вечномёрзлого грунта определяется характером распределения текстурообразующего льда. Для рыхлых отложений различают массивную, сетчатую или ячеистую, слоистую криогенные текстуры. Массивная текстура типична для песчаных грунтов. Для всех дисперсных пород и торфа характерна как сетчатая, так и слоистая текстуры. В глинистых грунтах (глины, супеси, суглинки) льдистость обуславливается концентрацией ледяных включений в виде отдельных линз и прослоек. При сетчатой текстуре системы взаимопересекающихся ледяных включений создают ледяную

сетку. При слоистой текстуре лёд содержится в виде выдержанных слоёв и прослоек. При этом слои могут быть горизонтальными, косыми, волнистыми.

Прочностные свойства мёрзлых грунтов слоистой текстуры зависят от размеров и количества ледяных включений и характера их переслаивания с мёрзлыми и минеральными прослойками. Чем больше ледяных включений и больше их мощность, тем ниже прочность грунта. Грунты с сетчатой текстурой по прочности занимают промежуточное положение между грунтами массивной и слоистой текстур.

Для оценки физико-механических свойств мёрзлых грунтов кроме обычных характеристик грунтов по СНиП II - 15 - 74 определяют: объёмную плотность мёрзлого грунта ненарушенной структуры при естественной влажности, плотность твёрдых минеральных частиц, суммарную влажность твёрдых минеральных частиц, суммарную льдистость.

Лёд, содержащийся в мёрзлых грунтах, разделяется на лёд поровый, цементирующий минеральные частицы грунта, и лёд сегрегационный, или лёд прослоек, линз и т. д.

Для мёрзлых дисперсных (глинистых, пылеватых) грунтов характерно также пучение, т.е. неравномерное увеличение их объёма при промерзании как за счёт увеличения объёма имевшейся в грунте воды, так и вследствие замерзания новых объёмов воды, мигрирующей извне в рассматриваемый объём грунта и к фронту промерзания.

При охлаждении и нагревании, при промерзании и оттаивании происходят изменения объёма талых и мёрзлых грунтов. Эти изменения, как правило, не равномерные. Так при охлаждении или промерзании поверхностные слои грунта испытывают растягивающие напряжения, а внутренние — сжимающие. Коэффициент их расширения довольно большой (до 80×10^{-6} 0С-1). По мере дальнейшего охлаждения замёрзший грунт стремится уменьшиться в объёме.

Степени просадочности грунтов при оттаивании оцениваются относительным сжатием при переходе из мёрзлого грунта в талое состояние под нагрузкой 0,1 МПа. Мёрзлые суглинистые грунты, характеризующиеся высокой суммарной

влажностью и чётко выраженной криогенной текстурой, в результате вытаивания ледяных включений и изменения строения грунта дают большую и неравномерную осадку.

Как показал опыт строительства и эксплуатации плотин из грунтовых материалов, вечная мерзлота в основании водохранилищ под воздействием талой воды быстро деградирует, рыхлые отложения и трещиноватые коренные породы оттаивают, если не предусмотрены водоупорные элементы в основании, то начинает образовываться фильтрация. И если не принять ряд серьёзных мер по стабилизации температурного режима, фильтрационной и общей устойчивости плотины, то эксплуатация такой плотины крайне опасна.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ковалевич О.М. Безопасность в техногенной сфере. – М.: Изд. дом МЭИ, 2011.
2. Атавин А.А., Букреев В.И., Васильев О.Ф., Дегтярёв В.В., Яненко А.П. Гидродинамические аспекты нештатных и аварийных ситуаций на гидротехнических сооружениях. – Новосибирск: НГАСУ (Сибстрин), 2009.
3. Биянов Г.Ф. Плотины на вечной мерзлоте. – М.: Энергоатомиздат, 1983.
4. Боровой А.А. Аварии и повреждения больших плотин // Обзор докладов XIII конгресса Нью-Дели, 1979 г. Специальный выпуск. – М.: Энергоатомиздат, 1986.

РАЗРАБОТКА И ОПТИМИЗАЦИЯ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ ГОРНОГО ВОДОЗАБОРА ДЕРИВАЦИИ ВЕРХНЕ-БАЛКАРСКОЙ МГЭС НА ОСНОВЕ ЧИСЛЕННОГО ГИДРАВЛИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ

*Беликов В.В., доктор техн. наук, Зюзин А.А., Норин С.В.,
Середавкин В.П., инженеры (ОАО «НИИЭС»)*

Введение

Горные реки в отличие от равнинных характеризуются большими уклонами дна русла, большими скоростями течения и малыми глубинами. Они транспортируют большое количество наносов. В зимний период с большой вероятностью появляются шуга и донный лед. На горных реках довольно часто возникают селевые потоки, нередко наблюдается из-

менение русла рек. Создание искусственных достаточно крупных водохранилищ из-за сложного геологического строения и рельефных условий горных районов, а также из-за малой плотности населения с ограниченной численностью поселений, экономически не всегда оправдано. Все перечисленные выше факторы чрезвычайно осложняют условия забора воды горных рек для использования в качестве энергоносителя на деривационных ГЭС.

Наша страна имеет богатый опыт гидротехнического строительства на горных реках. Бум строительства пришелся на тридцатые – пятидесятые годы прошлого столетия. В эти годы были построены и введены в эксплуатацию многие деривационные ГЭС, работающие на прямом стоке воды без наличия головного водохранилища, например, Баксанский г/у на р.Баксан (1930 – 1939 гг.), Канакерский г/у на р.Раздан (1930 – 1941 г.), г/у Бжужа на р.Бжужа (1950 – 1956 гг.), Алмаатинский г/у на р.Бол.Алма-Атинка (1953 – 1960 гг.).

В гидротехнической практике водозаборы принято разделять [1, 2, 3] на *бесплотинные*, когда отбор воды из реки осуществляется без подпора уровня в реке прямым отводом воды в деривацию, и на *плотинные*, когда для обеспечения забора требуемого расхода воды в деривацию осуществляют подпор уровня воды в реке перед водозабором. В свою очередь, плотинные водозаборы могут быть глубинными, фронтальными и боковыми по расположению водозаборных отверстий сооружений. Основной характеристикой водозабора является отношение отбираемого в деривацию расхода воды от расхода реки. Для бесплотинных водозаборов оно, как правило, не превышает 35...65%, для плотинных может достигать до 100%.

Большой научный вклад в создание горных водозаборных гидроузлов внес профессор Н.Ф. Данелия, которым были разработаны разнообразные конструкции фронтальных и глубинных водозаборов с наносоперехватывающими галереями [4]. Разработка эффективных водозаборов продолжается и в настоящее время [5], что связано с уникальными природными условиями на участке строительства и

специфичными требованиями к конструкциям и параметрам гидротехнического сооружения в каждом конкретном случае.

Объект исследований

В настоящей статье рассматривается плотинный водозабор на реке Черек-Балкарский, предназначенный для питания деривационной Верхнебалкарской малой гидроэлектростанции установленной мощностью 20 МВт, которая намечена к строительству в Черекском районе Кабардино-Балкарской Республики.

В ходе предварительных конструкторских проработок к исследованию был предложен гидроузел с боковым траншейным водозабором, размещенный на прямолинейном участке реки.

Состав головного гидроузла (рис.1 на цветной вкладке) предусматривал наличие небольшой подпорной плотины, промывного лотка и бокового траншейного водозабора, которые обеспечивали необходимый подпор уровня воды в реке, транзит в нижний бьеф твердых частиц наносов и поступление в деривацию заданного количества воды. В качестве проектного, подаваемого на турбины МГЭС, был принят достаточно большой, по отношению к бытовым расходам р.Черек-Балкарский, расход воды, равный 30 м³/с.

Основными требованиями к параметрам гидроузла, помимо забора в деривацию необходимого количества воды в любое время года, является поступление в деривацию минимального количества наносов и обеспечение транзита через гидроузел всего твердого стока реки, что определяется эффективностью работы промывного лотка.

Эффективность работы гидроузла обеспечивалась следующими конструктивными решениями.

Переливная стенка траншейного водозабора была назначена высотой более 1 м. Придание промывному лотку особой, изогнутой в плане и сужающейся формы, было направлено на возникновение в лотке поперечных циркуляционных течений, вызывающих донные токи и снос от водозабора придонных крупных наносов, которые движутся качением или грядным движением вблизи дна. Большой уклон дна лотка,

равный 0,0165, должен был обеспечить высокие, более 3,5 м/с, скорости течения воды в лотке. Наиболее мелкие, взвешенные наносы, в любом случае достаточно равномерно распределенные в потоке по вертикали, должны поступать в деривацию, где для полной очистки воды от наносов был предусмотрен многокамерный гидротехнический отстойник.

Учитывая большое количество транспортируемых рекой наносов, ширина промывного лотка была принята значительной, не менее 6 м, обеспечивающей свободное, без стеснения движение смеси воды и наносов в лотке. Для транзита через гидроузел наносов и удаления их на достаточное расстояние от водозабора в русле нижнего бьефа был выполнен отводящий канал, длиной около 100 м, с искусственным креплением и пониженной шероховатостью.

Расход воды, поступающий в деривацию, определяется подпорным уровнем воды перед гидроузлом, превышением над гребнем переливной стенкой траншейного водозабора, и поэтому общий расход воды реки на участке головного узла разделялся на расход деривации и на транзитный расход, проходящий через промывную галерею в нижний бьеф. Для регулирования уровня воды в верхнем бьефе и для заданного распределения расходов использовалось затворное оборудование, расположенное в конце промывного лотка. В начальном варианте был использован традиционный сегментный затвор. Однако, учитывая скоротечность процессов изменения расходов реки, для корректной работы гидроузла необходима полная автоматизация управления. Поэтому в качестве альтернативного варианта в исследованиях был предложен специальный автоматический затвор, управляемый самим потоком воды. Применение такого затвора позволяет автоматически поддерживать уровень ВВ и значительно улучшить эксплуатационные свойства гидроузла.

Согласно порядку разработки проектной документации, выпуску рабочих чертежей должны предшествовать гидравлические исследования, направленные на выявление особенностей течения воды в границах сооружений, условий движения и отложений наносов, гидравлических потерь напо-

ра, гидродинамических нагрузок и безопасности сооружений в аварийных ситуациях. Как правило, гидравлические исследования выполняются на физических моделях. Однако развитие численных методов решения интегральных и дифференциальных уравнений и успехи в области вычислительной техники позволили нам смоделировать гидравлические условия движения воды и наносов на численных моделях.

Исходные уравнения

Расчеты характеристик течения воды в русле реки и на разнообразных гидротехнических сооружениях выполнялись в двумерной плановой постановке. С помощью численного решения следующей системы уравнений, включающей уравнения движения Сен-Венана [6] и уравнений изменения равновесного состояния твердых частиц наносов в нестационарном и неравновесном водном потоке [7], было выполнено численное моделирование:

$$\int_{\Omega} \frac{\partial \vec{q}}{\partial t} d\Omega + \oint_{\sigma} \frac{1}{2} gh^2 \vec{n} d\sigma + \oint_{\sigma} q_n \vec{v} d\sigma = - \int_{\Omega} a \vec{q} d\Omega - \int_{\Omega} gh \nabla_z d\Omega,$$

$$\int_{\Omega} \frac{\partial h}{\partial t} d\Omega + \oint_{\sigma} q_n d\sigma = 0, \quad a = 0.5 \lambda |\vec{q}| h^{-2}, \quad \lambda = 2gn^2 h^{-1/3}.$$

$$\frac{\partial hS}{\partial t} + \frac{\partial USh}{\partial x} + \frac{\partial VSh}{\partial y} = -K(S - S_n),$$

$$(1-p) \frac{\partial Z_b}{\partial t} = K(S - S_n) + \frac{\partial}{\partial x} D \frac{\partial Z_b}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} D \frac{\partial Z_b}{\partial y}, \quad D = \alpha S h \omega,$$

где: Ω — область интегрирования в плоскости декартовых координат x, y ; σ — ее граница; \vec{n} — вектор единичной внешней нормали к границе; t — время; \vec{q} — вектор удельных расходов воды; q_n — проекция \vec{q} на нормаль; ζ, Z — отметки свободной поверхности и дна соответственно; $h = \zeta - Z_b$ — глубина потока; $\vec{v} = \vec{q}/h$ — вектор средней по глубине скорости потока; U, V — проекции вектора \vec{v} соответственно на оси x и y , g — ускорение свободного падения; λ — коэффициент гидравлического трения; n — коэффициент шеро-

ховатости; ∇ — дифференциальный оператор Гамильтона; S — объемная концентрация частиц наносов в потоке; p — пористость грунта, ω — гидравлическая крупность твердых частиц наносов, D — коэффициент диффузии.

Равновесная концентрация частиц наносов S_H рассчитывалась по видоизмененной формуле Бэгнольда [8]:

$$S_H = 0,4 \frac{(|U_*| - U_{*N})^2}{gh} \left(\frac{0,13}{tg\varphi} + 0,01 \frac{|U|}{\omega} \right),$$

а коэффициент интенсивности обмена наносами между дном и потоком K по формуле, предложенной А.Н.Милитеевым [6]:

$$K = \gamma \cdot U_* \cdot \left(1 + \frac{\beta \cdot \omega}{U_*} \right),$$

где: α , γ , β — численные коэффициенты, φ — угол внутреннего трения грунта, U_* , U_N — соответственно, динамическая и динамическая неразрывающая скорости течения, рассчитываемые по общей формуле:

$$U_{*N} = \sqrt{g} \cdot n \cdot U_N \cdot R^{-\frac{1}{6}}.$$

Средняя по вертикали неразрывающая скорость потока U_N , рассчитывалась по формуле В.Н.Гончарова – Ц.Е.Мирцхулавы [9]:

$$U_N = \lg \frac{8.8h}{d_{90}} \sqrt{\frac{2}{3.5\rho} [(\rho_s - \rho)gd_{50} + 1.25C_y^H]},$$

где: C_y^H — сцепление грунта; ρ_s , ρ — плотность, соответственно, грунта и воды; d_{50} — средний диаметр частиц грунта, d_{90} — размер частиц, соответствующий значению 90% на гранулометрической кривой состава наносов.

Решение данной системы уравнений относительно равновесной концентрации наносов и изменения отметок дна русла согласовано с решением уравнений неразрывности жидкой фазы и осуществлялось методом конечных объемов на гибридных треугольно-четырёхугольных сетках, для построения которых применялась программа «TRIANA» [10]. Решение реализовано в программном комплексе «БОР» [11].

Результаты гидравлических исследований во многом зависят от корректности постановки задач расчетов, принимаемых допущений и достоверности соответствия реальным натурным условиям начальных и граничных условий на численных моделях. Для численной модели головного узла Верхнебалкарской МГЭС в качестве исходных данных были использованы следующие сведения.

Природные и геологические условия

Черек-Балкарский берёт начало из ледников Кавказского хребта на высоте 2600 м. Длина реки составляет 79 км, водосборная площадь — 701 км² с общим падением отметок русла реки, равным 1885 м, со средним уклоном 0,035. Черек-Балкарский является правой и наиболее полноводной составляющей реки Черек.

Водный режим реки определяется таянием ледников и высокогорных снегов в верхней части бассейна. Роль дождей и грунтовых вод в питании сравнительно не велика. Ход уровня воды характеризуется растянутым половодьем, проходящим в тёплую часть года и низкой устойчивой меженью, во время которой проходят наименьшие в году расходы воды. Дождевые паводки, накладывающиеся на половодную волну, придают гидрографу (рис.2) гребенчатый характер. Подъём уровня воды начинается обычно в апреле и продолжается с возрастающей интенсивностью до июля. Ледовый режим характеризуется неустойчивостью, возможны образования заберег, шугохода и изредка ледохода.

Основными экзогенными геоморфологическими процессами, протекающими в пределах рассматриваемого района Северного Кавказа, являются обвально-осыпные, ледниково-экзарационные и флювиальные процессы. Среди последних наиболее мощными являются селевые. На участке строительства гидроузла, по данным натурных наблюдений, период времени между сходами очередных селей составляет от 4 до 20 лет [12].

В этой зоне связанные грунты представлены тугопластичными суглинками, полутвердыми, с включением дресвы и щебня магматических пород, обозначаемые геологическим ин-

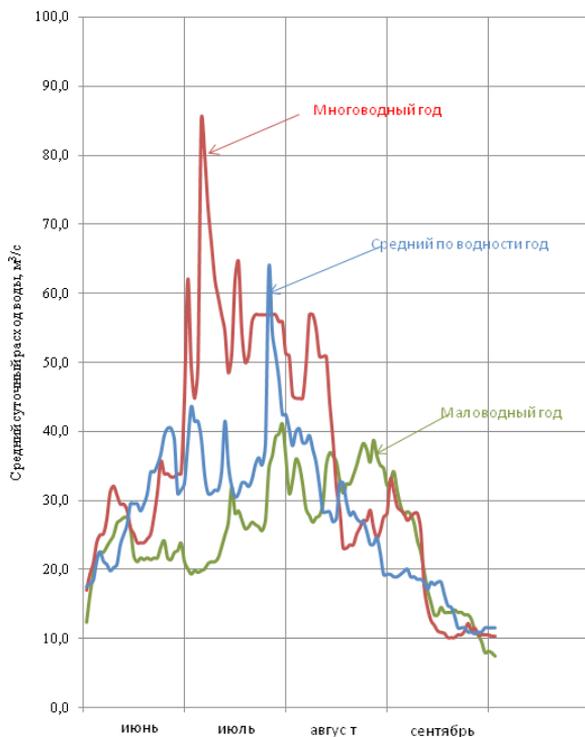


Рис. 2. Гидрографы р. Черек-Балкарский

дексом (prQ_{III-IV}). Несвязные грунты представлены в виде глыб и щебня магматических пород ($d - pQ_{III-IV}$), гранитов (c, dQ_{IV}) с суглинистым заполнителем. Русло р. Черек-Балкарский сложено аллювиальными валунно-галечными грунтами (aQ_{III}, aQ_{IV}) с песчаным заполнителем.

Среднеголетний твердый сток р. Черек-Балкарский оценивается примерно в 530 тыс. т, и около 95% этого стока приходится на теплый период года (июнь – сентябрь). Сток влекомых наносов составляет примерно 50% от стока взвешенных наносов? и при среднем многолетнем стоке взвешенных наносов 350 тыс.т сток влекомых наносов составляет ~ 180 тыс. т.

На р. Черек в 7 км ниже устья р. Черек-Балкарский с ноября 1924 г. работает гидротехнический пост пгт. Советский, где

проводятся наблюдения за стоком и температурой воды и ледовыми явлениями. С октября 1930 г. гидрометеослужбой начаты стационарные гидрометрические работы в бассейне р. Черек у пос. Бабугент, которые продолжаются по настоящее время. Наблюдения проводятся за уровнями воды, стоком и температурой воды, ледовыми явлениями, химическим составом воды и расходами взвешенных наносов. В конце 1972 г. в связи с составлением «Схемы использования р. Черек» Институтом «Гидропроект» была открыта гидрометрическая станция у с. Верхняя Балкария, однако, она проработала всего лишь 2 года. Поэтому сведения о жидком и твердом стоке р.Черек-Балкарский были получены пересчетом натуральных данных, измеренных у пос. Бабугент и пгт. Советский.

По данным отдела водохозяйственных расчетов ОАО «Институт Гидропроект» в табл. 1 приведены параметры кривой обеспеченности и средние годовые расходы воды р.Черек-Балкарский различной обеспеченности в створе водозабора в деривацию Верхнебалкарской МГЭС.

Таблица 1

Створ	А, км ²	Н ср., м	Параметры кривой обеспеченности				Расходы воды, м ³ /с, различной обеспеченности		
			M ₀ , л/с•км ²	Q ₀ , м ³ /с	C _v	C _s	50%	75%	95%
Водозабор	357	2920	46,0	16,4	0,11	2C _v	16,3	15,1	13,6

Параметры кривой распределения ежегодных вероятностей превышения и максимальные расходы воды различной вероятности превышения в створе водозабора р.Черек-Балкарский приведены в табл. 2.

Известно, что с увеличением расхода и скоростей течения реки мутность воды, ее насыщение наносами повышается. Повышается также и крупность состава наносов, которая может характеризоваться средним и крупным размером частиц, соответствующим 50% и 90% значению на кривой granulометрического состава с эквивалентными по объему диа-

метрами d_{50} и d_{90} . Для условий течения реки Черек Балкарский были приняты значения в соответствии с табл.3.

Таблица 2

Параметры кривой распределения вероятности превышения максимальных расходов воды			Расходы воды, м ³ /с, различной вероятности превышения, Р%							
Q _{макс.ср.мнг} , м ³ /с	C _v	C _s	0,01 с г.п.	0,01	0,1	0,5	1	3	5	10
80,7	0,24	4C _v	234	208	173	149	139	124	116	106

Таблица 3

Расход реки, м ³ /с	Влекомые наносы			Взвешенные наносы		
	Мутность, кг/м ³	d ₅₀	d ₉₀	Мутность, кг/м ³	d ₅₀	d ₉₀
30	0,1	5	25	0.3	0.15	0.5
50	0,2	10	50	0.52	0.25	1.0
80	0,4	15	75	0.85	0.4	2.0
150	1,2	22	100	2.4	0.5	10.0

Указанные сведения, а также конструкторские проработки сооружений деривации Верхнебалкарской МГЭС были использованы в качестве исходных данных для построения численной модели и выполнения расчетных гидравлических исследований.

Численная модель

Численная модель (см. рис. 3 на цветной вкладке), описывающая сооружения водозаборного узла и часть русла длиной свыше 2 км, имела комбинированную треугольно-четырёхугольную сетку и состояла из 8946 ячеек. Створ сооружений находился на расстоянии ~ 200 м от входной границы, где задавались начальные и граничные условия, в качестве которых задавался расход реки, начальная глубина потока и количество наносов. Наполнение русла водой и количество наносов связано с расходом реки и задавалось в соответствии с табл. 3 и с кривой бытовой связи уровня от расхода воды в начальном створе.

Рассматривая гидравлические условия эксплуатации гидроузла, основное внимание должно уделяться предельным значениям расходов воды. Для условий реки Черек-Балкарский расчетный диапазон был принят от минимального, проектного расхода водозабора, равного $30 \text{ м}^3/\text{с}$, до максимального поверочного, согласно СНиП 33-01-2003 [13], равного $0,5\%$ вероятности превышения, т.е. $149 \text{ м}^3/\text{с}$ (см. табл.2). В исследованиях было принято, что при расходах реки до $30 \text{ м}^3/\text{с}$ затворы, осуществляющие регулирование уровня воды в верхнем бьефе, должны быть полностью закрыты, обеспечивая поступление воды только в деривацию. При больших расходах осуществляется частичное открытие затворов, а при расходах свыше $80 \text{ м}^3/\text{с}$ — их полное открытие. Учитывая характерный профиль скорости потока перед затвором, когда при истечении из-под щита вертикальная эпюра скорости имеет превышение придонных скоростей течения над поверхностными, при малых открытиях затвора должен обеспечиваться смыв наносов и чистота порога.

Для бесперебойной работы водозаборного гидроузла необходимо правильно учитывать накопление наносных отложений в подпорном бьефе и решать комплекс вопросов по промыву наносных отложений, учтя при этом возможное влияние водозаборного сооружения на нижерасположенные по течению участки русла.

Результаты расчетных исследований

Результаты расчетных исследований подтвердили эффективность работы гидроузла данной конструкции. На рис. 4 на цветной вкладке представлены результаты расчетов гидравлических условий, в частности, уровней воды и скоростей течения в районе гидроузла при полностью закрытом затворе промывного лотка и расходе реки, равном $30 \text{ м}^3/\text{с}$, когда вся вода поступала в траншейный водозабор.

Скорости течения в промывном лотке имели характерное для бокового отбора плановое распределение с падением скоростей ниже по течению. Максимальные поступательные скорости течения, равные $1,8 \text{ м}/\text{с}$, наблюдались на входном участке, а ниже по течению промывного лотка они падали,

что вызывало с приближением к участку размещения затворного оборудования незначительное выпадение и отложения наносов, так как мутность воды мала и составляет не более $0,3 \text{ кг/м}^3$.

За переливной стенкой траншейного водозабора наблюдаемые высокие скорости течения воды в деривационном безнапорном туннеле, до $5,0 \text{ м/с}$ при глубине течения $1,7..2,1 \text{ м}$, обеспечивают транспорт в отстойник всех фракций наносов, поступивших с водой через боковой водозабор. Подпор затвором уровня воды в промывном лотке, по сравнению с бытовыми условиями, повышает уровни воды в верхнем бьефе головного узла при расходе $30 \text{ м}^3/\text{с}$ не более, чем на $1,5 \text{ м}$, и перелива воды через подпорную плотину нет.

На рис. 5 на цветной вкладке показана ситуация в районе водозабора при максимальном поверочном расходе, равном $150 \text{ м}^3/\text{с}$.

В этом случае затвор промывного лотка полностью открыт и расчетный расход по нему составляет $84 \text{ м}^3/\text{с}$. Через водозабор в деривацию поступает расход, равный $31 \text{ м}^3/\text{с}$. Остальной расход, равный $35 \text{ м}^3/\text{с}$, проходит над гребнем левобережной плотины. При этом уровни воды в верхнем бьефе выше бытовых не более, чем на $2,1 \text{ м}$.

Большие скорости течения воды внутри промывного лотка, свыше $6,0 \text{ м/с}$, при глубине потока около $2,0 \text{ м}$ способны обеспечить транспорт в нижний бьеф галечника и отдельных валунов, размером до 300 мм в диаметре, конечно, при условии отсутствия взаимного заклинивания в стесненных условиях промывного лотка.

Гидравлические условия вдоль трассы деривации при всех промежуточных расходах реки сохраняются почти неизменными, что объясняется несущественным изменением расхода, отбираемым в деривацию через боковой водозабор при условии надлежащей работы затворного оборудования.

Транспорт наносов

Сложности численных исследований вызваны необходимостью рассмотрения принципиально разных условий течения воды и движения твердых частиц наносов в деривации и

в русле реки. С одной стороны, требованием к деривации является обеспечение транспорта и осаждения мелких взвешенных наносов в отстойнике, с другой стороны, требованием к промывному лотку является обеспечение транспорта крупных влекомых наносов и минимизация осаждения в русле реки выше и ниже гидроузла. Поэтому гидравлические условия в промывном лотке рассматривались независимо от работы траншейного водозабора и деривации в целом.

Заиление верхнего бьефа носило последовательный характер — с последовательным приближением отложений к входу в промывной лоток. В стационарных гидравлических условиях с расходом в реке 60...80 м³/с, через 90 часов, отметка дна перед гидроузлом предельно повышается на 1,59...1,75 м и происходит стабилизация деформаций русла.

За промывной галереей в нижнем бьефе отбор воды в деривацию ведет к снижению расхода воды и к перенасыщению потока наносами, которые должны выпадать и деформировать русло реки. Расчеты показывают, что полная чистота промывного лотка сохраняется в течение 5..10 часов. Уменьшение из-за отбора в деривацию расхода реки приводит к заилению, в первую очередь, нижнего бьефа. Отложения наносов в нижнем бьефе повышают отметку дна за промывным лотком на 0,5...0,8 м, что тормозит течение и снижает скорости потока. В новых условиях движение наносов приобретает форму движения донных гряд, на что указывают пульсирующие по длине значения глубин и скоростей течения вдоль промывного тракта (рис. 6). Уровни воды вдоль промывного лотка составляют не более 2,1 м, а скорости течения — не менее 3,25 м/с.

Заключение

Численное моделирование течения воды и движения твердых частиц наносов в разнообразных условиях как естественного русла, так и с учетом гидротехнических сооружений, позволяет получать максимальную информацию о скоростях течения и глубине потока, о процессах транспорта наносов и деформации русла в любой точке расчетной модели. Однако

численное моделирование требует полного понимания решаемых задач и корректной постановки исследований с назначением достоверных начальных и граничных условий и выбором сценариев расчетов.

В настоящей статье дан пример использования численного моделирования при разработке сложного гидротехнического объекта – водозабора деривационной ГЭС.

По результатам представленных расчетных гидравлических исследований была разработана проектно-конструкторская документация головного узла Верхнебалкарской МГЭС.

ЛИТЕРАТУРА

1. **СТО 17330282.27.140.002-2008.** Гидротехнические сооружения ГЭС и ГАЭС. Условия создания. Нормы и требования.
2. **Гришин М.М.** Гидротехнические сооружения. – М.: Госстройиздат, 1962.
3. **Водоприемники** с открытым водозабором деривационных гидроэлектростанций ТУ 24-109-49. – М.: Госэнергоиздат, 1949.
4. **Данелия Н.Ф.** Водозаборные сооружения на реках с обильными донными наносами. – М.: Колос, 1964.
5. **Лавров Н.П., Рохман А.И., Логинов Г.И., Торопов М.К.** Модель водозаборного сооружения деривационной ГЭС на р. Иссык-Ата // Вестник КРСУ, 2003. – №2 .
6. **Лятхер В.М., Милитеев А.Н.** Гидравлические исследования численными методами // Водные ресурсы, 1981. – №3.
7. **Беликов В.В.** Совершенствование методологии численного моделирования открытых потоков. Диссертация на соискание ученой степени докт. техн. наук. – М., 2005.
8. **Bagnold R.A.** The nature of saltation and of «bed-load» transport in water. Proc. Roy. Soc. L., 1973, A322, №1591.
9. **Мирцхулава Ц.Е.** О надежности крупных каналов. – М.: Колос, 1981.
10. **Беликов В.В.** Вычислительный комплекс «TRIANA» — генератор сеток треугольных конечных элементов в произвольных плоских областях. – М.: ГосФАП СССР, П007705, 1984.
11. **Беликов В.В., Милитеев А.Н., Кочетков В.В.** Комплекс программ для расчета волн прорыва (БОР) // Российское агентство по патентным и товарным знакам. Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ № 2001610638. – М., 2001.

12. Черноморец С.С., Тутубалина О.В., Михайлов В.О. Оценка селевой опасности участка проектируемого строительства Верхнебалкарской МГЭС в КБР. Отчет. – М.: Географический факультет МГУ имени М.В. Ломоносова, 2011.
13. СНиП 33-01-2003 «Гидротехнические сооружения». – М.: Стройиздат, 2004.

РАСЧЕТНЫЕ ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СООРУЖЕНИЙ ОТКРЫТОЙ ДЕРИВАЦИИ ЗАРАГИЖСКОЙ ГЭС

*Беликов В.В., доктор техн. наук, Кочетков В.В., кандидат
техн. наук, Середавкин В.П., Чернилова Е.А., инженеры
(ОАО «НИИЭС»)*

Зарагижская МГЭС, установленной мощностью 28,4 МВт, намечена к строительству в Черекском районе Кабардино-Балкарии. Станция должна работать в составе каскада Нижнечерекских ГЭС, состоящего из Кашхатау ГЭС и Аушигерской ГЭС. Три радиально-осевых турбины Зарагижской МГЭС работают на прямом стоке воды от Аушигерской ГЭС, и поэтому максимальный проектный расход воды деривации принят равным 80 м³/с.

В состав деривации Зарагижской МГЭС (рис. 1 на цветной вкладке) включены: верхняя часть отводящего канала Аушигерской ГЭС, дополнительный трапецеидальный земляной канал и прямоугольный бетонный лоток, который заканчивается напорным бассейном, из которого осуществляется забор воды в турбинный водоприемник Зарагижской МГЭС. Для защиты от переполнения деривации и сброса избытка воды при нормальной эксплуатации, во время остановок и регулирования мощности агрегатов Зарагижской МГЭС, напорный бассейн оборудован холостым водосбросом. Дополнительно на участке сопряжения канала с лотком, имеется развилка с затворным оборудованием предназначенная для переключения отвода воды от Аушигерской ГЭС непосредственно в р. Черек и обеспечивающая возможность выполнения ремонтных работ в деривации.

Цель расчетных гидравлических исследований заключалась в определении гидравлических условий по трассе деривации — уровней и скоростей течений на участках отдельных сооружений и потерь напора в режимах нормальной и аварийной эксплуатации с учетом реального состояния и конструктивных особенностей отводящего канала Аушигерской ГЭС, действующей с 2002 года, и проектируемых гидротехнических сооружений.

Следует отметить, что земляной отводящий канал Аушигерской ГЭС, имеющий трапецеидальное поперечное сечение с шириной по дну 10 м и заложением откосов 1 : 2,5, с креплением берегов крупным галечником, диаметром 0,1...0,2 м, за годы эксплуатации подвергся существенным деформациям. Это подтвердила выполненная в 2011г. инструментальная гидрографическая съемка. Главной причиной этих деформаций явилась эксплуатация канала при отсутствии подпора со стороны р.Черек, куда осуществлялся отвод воды от Аушигерской ГЭС, и при значительных колебаниях уровней воды в канале при изменении мощности ГЭС . Так, при максимальном расходе глубина воды в канале составляла не более 3,4 м, а при минимальном — не более 0,5 м. Изменение расхода воды станции приводило к существенным колебаниям скорости течения, к локальным размывам и отложениям твердых частиц грунта в русле канала.

Для сохранения выработки электроэнергии и проектных условий эксплуатации Аушигерской ГЭС было выдвинуто требование непревышения максимальных отметок уровня воды за отсасывающими трубами станции. Конструктивные параметры сооружений деривации должны были обеспечить не только данное требование, но и надежность и безопасность эксплуатации Зарагижской МГЭС. Поэтому в задачу исследований входил также поиск оптимальных параметров деривации и ее сооружений.

Расчетные исследования выполнялись в двумерной плановой постановке численным решением дифференциальных уравнений Сен-Венана [1]. Для моделирования условий течения воды при различном конструктивном исполнении от-

дельных элементов и гидротехнических сооружений в целом, было построено большое количество цифровых гидродинамических моделей для нахождения оптимальных конструктивных параметров, что связано с особенностью поисковых исследований, когда изменение небольшого фрагмента модели требовало перестройки модели в целом.

В ходе работ были исследованы различные варианты компоновки и конструкции сооружений. Были рассчитаны варианты компоновки с короткими и с длинными каналами и бетонными лотками, с напорной камерой небольшого размера и с напорным бассейном существенно большего размера, были рассчитаны гидравлические условия при различных конфигурациях и размерах элементов развилки, холостого водосброса и других сооружений. При этом использовался комплекс собственных программ [2,3]. На рис. 2 приведена сетка одной из численных моделей, которая содержит 4787 комбинированных треугольно-четырёхугольных ячеек, и где нанесены контрольные точки, в которых в процессе расчета можно было наблюдать изменение основных параметров: уровня свободной поверхности, глубины и скорости течения.

Результаты расчетов (рис. 3 на цветной вкладке) показали, что из-за непризматичности живых сечений вдоль трассы деривации, стационарные гидравлические условия не соответствуют условиям равномерного течения в призматическом русле. Так, на участке отводящего канала Аушигерской ГЭС, где имелись деформации русла, уровень воды отслеживает изменения площади живых сечений — подъемом уровня при увеличении и снижении уровня при уменьшении площади живого сечения, но в целом близок к равномерному течению. На участке открытого канала скорости падают, а глубины увеличиваются. На участке бетонного лотка условия приближаются к равномерным только при максимальных расходах воды в деривации, при меньших расходах уровень воды в напорном бассейне обеспечивает подпор, который распространяется на всю деривацию вплоть до отсасывающих труб Аушигерской ГЭС. Это играет важную роль в обеспечении необходимой высоты отсасывания и от-

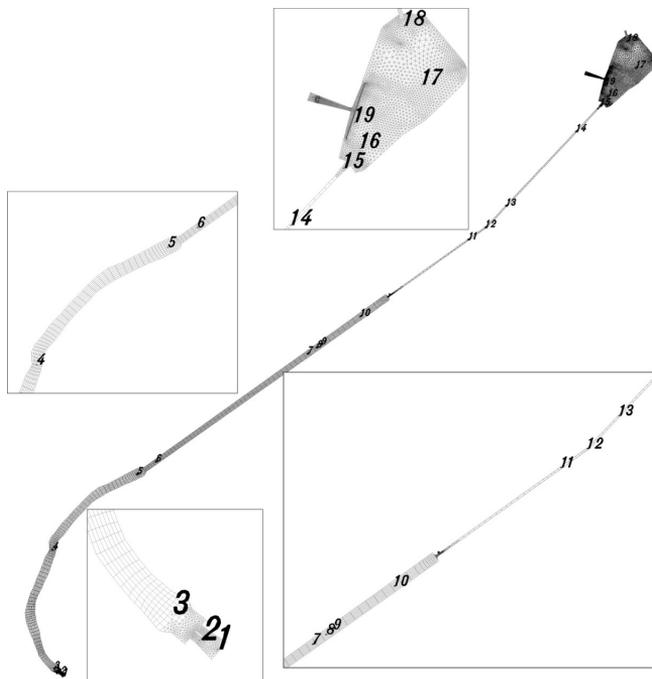


Рис. 2. Сетка численной модели деривации

сутствие кавитации в энергетическом тракте турбин Аушигерской ГЭС. В ходе исследований были рассмотрены режимы течения воды в деривации при совместной работе АГЭС и ЗМГЭС с расходами 16, 27, 53 и 80 м³/с. Этим расходам соответствует работа станций с одной турбиной на минимальной и максимальной мощности, с двумя и тремя турбинами на максимальной мощности.

Выбор компоновки и размеров трассы деривации за отводящим каналом Аушигерской ГЭС также определялся необходимостью обеспечить нормальную эксплуатацию гидроагрегатов Зарагижской МГЭС.

Исследования режимов эксплуатации с пуском и остановкой гидротурбин свидетельствуют о трудностях поддержания требуемого уровня воды (НПУ) перед водоприемником Зарагижской МГЭС, что связано с малым полезным объемом воды

в деривации из-за протяженного участка с узким прямоугольным лотком и с относительно небольшим напорным бассейном и, тем более, со значительно меньшей напорной камерой.

При пуске и увеличении мощности агрегатов АГЭС при увеличении расхода воды уровень свободной поверхности воды потока повышается. Передняя граница этого повышения, в виде крутой волны (бора), с определенной скоростью движется по трассе деривации и через определенное время достигнет водоприемника. Если включение агрегатов на обеих станциях осуществляется одновременно (синхронно), то за время добегания бора такой же объем воды, что и поступивший в деривацию от турбин Аушигерской ГЭС, будет отобран из нее турбинами Зарагижской МГЭС. При этом уровень воды в верхней части деривации будет нарастать, а в нижней — будет падать тем интенсивнее, чем больше расход турбин и меньше полезный объем элементов деривации. Синхронный останов агрегатов ведет к выравниванию уровня свободной поверхности вдоль деривации и сбросу через холостой водосброс лишнего объема воды, определяемого перепадом уровней при течении, объемом воды в начале и в конце деривации, отметкой гребня холостого водосброса.

Если же включение агрегатов на обеих станциях осуществлять не синхронно, то в случае слишком раннего пуска агрегатов Зарагижской МГЭС может произойти опасное снижение уровня воды. Снижение уровня опасно разрывом сплошности течения и захватом воздуха вихревой воронкой в напорный тракт, что в обоих случаях может вызвать непредсказуемое увеличение динамических нагрузок на элементы технологического оборудования.

В случае же слишком позднего пуска агрегатов Зарагижской МГЭС может произойти повышение уровня воды в деривации. Учитывая, что в напорном бассейне для защиты деривации от переполнения установлен холостой водосброс, опасности возникновения аварийной ситуации нет. Однако непроизводительный сброс воды, минуя гидроагрегаты станции, ухудшает экономические показатели выработки электроэнергии.

Выполненные расчеты показали, что при деривации с малым полезным объемом (с маленькой напорной камерой), эксплуатация каскада Аушигерской и Зарагижской ГЭС требует строгого соблюдения регламента включения и отключения турбин с учетом времени на заполнение деривации. Необходимо с точностью до минуты соблюдать моменты включения и отключения турбин двух станций, что может быть реализовано только с помощью автоматизированной системы управления и расчетами моментов включения турбин в работу в реальном масштабе времени. Нами был апробирован метод расчета времени включения – отключения турбин в зависимости от мощности и количества работающих турбин и объема воды, необходимого для компенсации изменений уровней по трассе деривации. В качестве демонстрации результатов расчетов на рис. 4 на цветной вкладке показано изменение уровней воды по трассе деривации при работе по рассчитанному регламенту.

Можно отметить, что стремление поддержания НПУ неизменным практически во всех режимах регулирования приводит к непроизводительному сбросу воды через холостой водосброс, достигающий до 4 тыс. м³ и более. Для осуществления возможности регулирования мощности ГЭС без потерь воды и для снижения требований к регламенту эксплуатации каскада было предложено увеличить начальный объем в верхней половине деривации за счет выполнения открытого трапецеидального канала с увеличенными длиной и поперечным сечением, в нижней половине — за счет максимально большого напорного бассейна. Расчеты показали, что в этом случае можно допускать даже синхронное регулирование мощности на турбинах обеих станций, но с условием, что последняя турбина, участвующая в процессе регулирования мощности Зарагижской МГЭС, будет включаться или отключаться с некоторой задержкой, обеспечивающей подъем или, наоборот, снижение уровня в напорной камере. Время задержки для конкретных режимов может быть уточнено при их назначении.

Следует сказать, что поддержание в натуральных условиях НПУ на определенной отметке при суточном регулировании

мощности, характерном для гидростанций, практически весьма затруднительно. Реально уровень воды в напорном бассейне будет колебаться вблизи уровня порога холостого водосброса с обязательными переливами и снижениями уровня. Поэтому порог гребня холостого водосброса было рекомендовано принять на отм. 533,0 м, что не отразилось на режимах нормальной и аварийной эксплуатации Зарагижской МГЭС и существенно снизило непроизводительные потери воды. Также было сочтено целесообразным расширить допустимый рабочий диапазон уровней воды в напорном бассейне и принять его от 531,0 м до 533,0 м. В этом случае, процесс эксплуатации агрегатов ГЭС значительно облегчается. Одновременно с включением в работу турбин Аушигерской ГЭС можно синхронно включать в работу турбины Зарагижской МГЭС, но на одну меньше. Вариацией временем пуска последней турбины Зарагижской МГЭС можно компенсировать и повышение уровня в напорной камере, и его понижение. И, наоборот, при снижении мощности Аушигерской ГЭС, отключение последней турбины Зарагижской МГЭС следует также осуществлять с задержкой.

По результатам расчетных гидравлических исследований окончательный вариант деривации Зарагижской МГЭС был признан удовлетворяющим предъявляемым к нему требованиям и был принят к рабочему проектированию.

ЛИТЕРАТУРА

1. Лятхер В.М., Милитеев А.Н. Гидравлические исследования численными методами //Водные ресурсы. – №3, 1981.
2. Беликов В.В. Вычислительный комплекс «TRIANA» — генератор сеток треугольных конечных элементов в произвольных плоских областях. – М.: ГосФАП СССР, П007705, 1984.
3. Беликов В.В., Милитеев А.Н., Кочетков В.В. Комплекс программ для расчета волн прорыва (БОР). Российское агентство по патентным и товарным знакам. Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ № 2001610638. – М., 2001.

ЭКОЛОГИЧЕСКИЙ МЕХАНИЗМ ЭВТРОФИРОВАНИЯ ВОДОЕМА-ОХЛАДИТЕЛЯ АЭС

Суздалева А.Л., доктор биол. наук, Безносков В.Н., доктор биол. наук, Кучкина М.А., кандидат биол. наук (ООО «Альфамед 2000»)

Несмотря на широкое употребление термина «экологический механизм» его общепринятого определения до сих пор нет. В настоящей статье под этим понятием подразумевается совокупность физических, химических и биологических факторов, обуславливающих возникновение системы причинно-следственных связей, детерминирующих начальные, промежуточные и конечные состояния какого-либо процесса, протекающего в окружающей среде.

Под эвтрофированием понимают повышение биологической продуктивности водных объектов в результате накопления в воде биогенных элементов, из которых главную роль играют азот и фосфор (ГОСТ 17.01-77). Наиболее заметными внешними проявлениями последствий эвтрофирования является зарастание водных объектов и периодически наблюдающиеся вспышки «цветения» фитопланктона. Существует мнение, что до определенного этапа процесс эвтрофирования не следует рассматривать как сугубо негативное явление [1]. Контролируемое увеличение продуктивности водоема в ряде случаев может быть экономически выгодно, поскольку сопровождается ростом рыбохозяйственного потенциала водного объекта. Однако, как правило, антропогенное эвтрофирование водоемов быстро достигает того уровня, когда дальнейший рост продуктивности водной экосистемы приводит к ухудшению качества водной среды, утрате водохозяйственного и рекреационного значения водного объекта.

Особую актуальность проблема эвтрофирования приобретает в водоемах-охладителях атомных электростанций. С одной стороны эти водные объекты постоянно испытывают воздействия обширного комплекса антропогенных факторов. Помимо традиционного «химического эвтрофирования», вызываемого загрязнением воды стоками, содержащими со-

единения азота и фосфора, водоемы-охладители подвержены так называемому «термическому эвтрофированию» [2], обусловленному подогревом вод. Кроме того, сброс подогретых вод также способствует развитию процесса «дестратификационного эвтрофирования» [3]. Таким образом, угроза эвтрофирования для водоемов-охладителей значительно выше, чем для других водных объектов.

С другой стороны, именно в водоемах-охладителях последствия эвтрофирования представляют собой большую опасность, чем в других водных объектах, и могут нанести значительный экономический ущерб. Цветения фитопланктона и зарастание высшей водной растительностью являются одними из основных причин возникновения серьезных биопомех в системе технического водоснабжения (СТВ) электростанции [4] и могут вызвать нарушения ее работы, создающее угрозу безопасности эксплуатации АЭС [5].

Материалом для работы послужили результаты комплексных многолетних исследований экологического состояния водоема-охладителя Курской АЭС (Курчатовского водохранилища), проводившихся авторами статьи на протяжении более 20 лет. Были также проанализированы архивные данные, полученные в первые годы существования данного водного объекта [6]. Обобщение материалов всех этих исследований позволило выявить особенности экологического механизма процесса эвтрофирования водоемов-охладителей, которые при проведении наблюдений в течение более короткого срока установить было бы невозможно. Кроме того, изучение процессов эвтрофирования в течение ряда лет проводилось нами на водоеме-охладителе Смоленской АЭС (Десногорское водохранилище).

В истории любого водоема-охладителя можно выделить несколько этапов эвтрофирования, механизмы которого и видимые последствия заметно отличаются (табл. 1).

1. Период первичного эвтрофирования на этапе подготовки водоема-охладителя к эксплуатации

На этом этапе основным источником эвтрофикантов является разложение затопленных почв и остатков наземной ра-

Таблица 1
Характеристика отдельных периодов эвтрофирования водоемов-охладителей

Периоды	Видимые проявления эвтрофирования	Основные источники эвтрофирования	Интенсивность эвтрофирования	Состояние водной экосистемы	Интенсивность образования биопомех в СТВ водоемов	Рекомендуемые профилактические мероприятия
1. Период формирования водоема	«Цветения» синезеленых водорослей и развитие погруженной водной растительности	Разложение затопленных почв, остатков наземной растительности, разрушение берегов	4	Быстроречные изменения	СТВ не функционирует	Ликвидация источника при строительстве и техническая
2. Переходный период (начальная фаза для эксплуатации)	Преращение «цветений» сокращение зарослей погруженной растительности	Постепенное снижение значения источников 1-го периода и возрастание значения сброса стоков хозяйственных объектов. Подкачка загрязненных вод из источника подпитки	5	Высокая	Тенденция к снижению интенсивности образования биопомех	Предотвращение сточных вод охладителя локализацией водопроводов с прилегающими, конгрессивно-грязными подпитки

3. Первый период стабилизации экосистемы водоема-охладителя	Явные признаки избыточного эвтрофирования отсутствуют	Сброс стоков хозяйственных объектов, поверхностный смыв с прилегающей территории, подкачка загрязненных вод из источника подпитки	Высокая с тенденцией к постепенному повышению	Относительно стабильное	Относительно постоянная	Те же
4. Период временного повышения интенсивности эвтрофирования, связанных с увеличением мощности АЭС	Залповое развитие погруженной растительности (растание) и скопления зеленых водорослей	Те же, а также термическое эвтрофирование	Очень высокая	Быстротеменные изменения	Высокая	Те же, а также меропроизводства
5. Второй период стабилизации экосистемы водоема-охладителя	Признаки избыточного эвтрофирования значительно снизились	Сброс стоков хозяйственных объектов, поверхностный смыв с прилегающей территории, подкачка загрязненных вод из источника подпитки	Высокая с тенденцией к постепенному повышению	Относительно стабильное	Относительно постоянная	Те же что и

Таблица 1 (продолжение)

1	6. Период эвтрофикации-онной деградации	2	3	4	5	6	
	«Цветения» синезеленых водорослей, развитие погруженной водной растительности, резкое ухудшение качества вод	Те же	Высокая с тенденцией к дальнейшему повышению	Дегра-ция, утрата водохозяй-ственно-горрекреационного потенциала	Высокая	Те же, а так-циальные м дезтрофирс	
7. Посттехно-	Интенсивное за-растание, посте-пенное превраще-ние в болотный массив	Сброс стоков хоз-бытовых объектов, поверхностный смыв с прилегаю-щей, территории	Высокая	То же	СТВ не функционирует	Ликвидация из эксплуата-объекта или филировании специальной жерно-эколс обустройств	

стительности, а также процессы эрозии и абразии берегов. Кроме того, само по себе крупномасштабное строительство АЭС и жилого массива (города) для ее обслуживающего персонала (как правило располагающегося на берегу водоема-охладителя и/или на площади его водосборного бассейна) всегда обуславливает попадание в водоем значительного количества эвтрофирующих агентов. Наблюдаемые в этот период явления достаточно типичны для всех водохранилищ, вне зависимости от их назначения. Характерным является постоянно высокое содержание в воде биогенных элементов и их скачкообразная динамика, обусловленная проведением различных инженерно-технических мероприятий. Наиболее заметными последствиями эвтрофирования водоемов-охладителей Курской и Смоленской АЭС в этот период было бурное развитие нескольких видов погруженной высшей растительности – элодеи (*Elodea canadensis* Michx.) и роголистника (*Ceratophyllum demersum* L.), а также зеленых нитчатых водорослей. Фитомасса на многих прибрежных участках в этот период достигала 10 кг сырого веса/м² и более. В Курчатовском водохранилище в первые годы отмечалось также периодическое цветение воды сине-зелеными микроводорослями.

2. Переходный период (начальный период эксплуатации)

Данный этап начинается с пуском АЭС и заканчивается формированием в водоеме-охладителе стабильной экосистемы. Он характеризуется быстротечными изменениями гидрохимических и гидробиологических показателей, обусловленных как воздействием новых техногенных факторов (подогрева вод, возникновением постоянного циркуляционного течения), так и развитием водных биоценозов [7].

На этом относительно кратковременном этапе происходит смена факторов, определяющих интенсивность эвтрофирования и его экологический механизм. Процессы, обуславливающие эвтрофирование на этапе подготовки водоема-охладителя (разложение затопленных почв и др.), постепенно прекращаются или их интенсивность значительно снижается. Значительные концентрации биогенных элементов в воде

отмечаются, как правило, только в зимний период. Одновременно по мере развития инфраструктуры региона АЭС увеличивается значение сброса стоков хозяйственно-бытовых объектов. Значительные количества биогенов могут поступать в водоемы-охладители и из источников их подпитки. Например, было установлено, что мощным источником эвтрофирования водоема-охладителя Курской АЭС является подкачка вод из р.Сейм [8].

Для переходного периода также характерно постепенное снижение интенсивности биопомех, возникших вследствие эвтрофирования водоема-охладителя на предшествующем этапе. Так, через 2 – 3 года после пуска Курской и Смоленской АЭС уровень фитомассы погруженной растительности в водоемах-охладителях значительно снизился. Одновременно происходило образование вдольберегового пояса полупогруженной растительности (тростник, рогозы и др.). С одной стороны, это привело к изъятию из воды избытка биогенов, с другой стороны, растения формирующие этот пояс, прочно прикреплены к грунту и количество поступлений их оторвавшихся фрагментов, приносимых циркуляционным течением на водозабор АЭС даже в период осеннего отмирания водной растительности, относительно невелико.

Вспышки «цветения» фитопланктона в переходный период прекратились. Этому способствовало не только изъятие из воды биогенов в результате развития пояса полупогруженной растительности, но и воздействие комплекса техногенных факторов, обусловленных работой СТВ АЭС [5]. Циркуляционное течение препятствует возникновению зон с высоким содержанием эвтрофикантов. «Пятна» и «шлейфы» их повышенной концентрации, ранее отмечаемые в интенсивно загрязняемых участках акватории, полностью или частично исчезают. Важным фактором, подавляющим вспышки «цветений» сине-зеленых водорослей является также постоянное турбулентное перемешивание вод.

Вместе с тем, подогрев вод после пуска АЭС вызывает развитие процессов термического и дестратификационного эвтрофирования. Гипотетическая роль термического эвтрофи-

рования неоднократно обсуждалась в научных публикациях [9], но целенаправленно это явление не изучалось. Поэтому, для того, чтобы оценить значение процесса термического эвтрофирования, нами на водоемах-охладителях Курской и Смоленской АЭС был проведен комплекс исследований [10]. Предполагается, что увеличение температуры воды на участках сброса подогретых вод должно сопровождаться увеличением скорости минерализации фосфор- и азотсодержащей органики, находящейся в толще воды и поверхностном слое грунта и, как следствие, повышением концентрации в воде минеральных форм этих элементов. Однако, как показал сравнительный анализ содержания нитратов и фосфатов в пробах воды, взятых параллельно из участков водозабора и сброса СТВ АЭС, достоверное увеличение значений этих показателей отмечалось относительно редко и нерегулярно. К тому же отмеченные явления могли быть спровоцированы загрязнением вод при их прохождении через технические агрегаты. Это обусловило необходимость изучения явления термического эвтрофирования путем постановки лабораторных экспериментов, условия которых позволяли абстрагировать воздействие отдельных факторов. Пробы воды, взятые из водоемов-охладителей, делились на две части. Одна из них нагревалась до 40°C, что приблизительно соответствует условиям нагрева вод при прохождении через СТВ АЭС. Вторая часть пробы термическому воздействию не подвергалась и служила контрольным опытом. После того, как температура воды в подогретой части пробы опускалась до комнатной, в обеих частях одновременно определялось содержание фосфатов и нитратов. Опыты ставились в шести вариантах. Как уже указывалось ранее, значительная часть водной массы в исследованных водоемах-охладителях движется по замкнутой траектории, и термическое воздействие на водную среду во многих случаях носит не разовый, а периодический характер. В связи с этим для исследования эффекта повторного нагрева воды, наряду с отбором проб из района водозабора (вариант 1), отбирались пробы и из района выхода сбросного канала (вариант 2). В ряде случаев в результате нагонов

или паводковых явлений на водозабор могут поступать воды, ранее не контактировавшие с агрегатами системы охлаждения. Для оценки первичного воздействия нагрева был проведен третий вариант опытов, который заключался в нагреве воды, взятой из периферических водных масс (вариант 3). В 4 и 5 вариантах экспериментов в пробы воды, отобранные из района водозабора и сброса АЭС, добавлялось по 20 г донных отложений, взятых из тех же точек, что и пробы воды. Для получения сравнимых результатов в обоих случаях отбирался грунт сходного характера — слегка заиленный песок. Отбор проб осуществлялся из самого верхнего слоя (0 – 1 см). В шестом варианте в пробы добавлялись частицы растительности (рогоза (*Typha latifolia* L.)). В табл. 2 представлены результаты одной из серий экспериментов.

Таблица 2

Концентрация фосфатов и нитратов в экспериментах, проведенных на водоеме-охладителе на Смоленской АЭС в августе 1999 г.

Вариант опыта	Фосфаты, мг/л		Нитраты, мг/л	
	Нагрев	Контроль	Нагрев	Контроль
1. Вода из района водозабора	0,058±0,011	0,054±0,008	0,257±0,31	0,255±0,030
2. Вода из района сброса	0,022±0,007	0,023±0,006	0,279±0,25	0,260±0,34
3. Вода из периферической водной массы	0,032±0,004	0,012±0,005	0,338±0,12	0,216±0,43
4. Вода + грунт из района водозабора	1,12±0,21	0,139±0,022	0,825±0,110	0,316±0,045
5. Вода + грунт из района сброса	0,043±0,008	0,037±0,007	0,335±0,051	0,343±0,030
6. Вода с частицами растительности	0,125±0,023	0,054±0,011	0,408±0,068	0,271±0,032

Полученные данные свидетельствуют о том, что подогрев вод, взятых из различных участков циркуляционного течения (варианты 1 и 2), как правило, не приводит к повыше-

нию содержания фосфатов и нитратов. Это объясняется тем, что воды циркуляционного течения за относительно короткий период времени многократно проходят через теплообменную аппаратуру, и их повторный нагрев зачастую уже не сопровождается заметной интенсификацией процессов минерализации. Иной эффект можно ожидать в том случае, когда в силу определенных условий (нагонов и др.) на водозабор СТВ попадают воды из периферических водных масс (вариант 3). Аналогичные явления весьма вероятны и при попадании в СТВ вод из источников подпитки водоема-охладителя, подкачиваемых для компенсации водопотерь вследствие испарения и фильтрации.

Термическое эвтрофирование может наблюдаться при загрязнении вод циркуляционного течения частицами взмученного грунта (вариант 4) или остатками растительности (вариант 6). По понятным причинам, если грунт уже перед этим длительное время подвергался термическому воздействию (вариант 5), этого не наблюдается.

Таким образом, значимый эффект от термического эвтрофирования может наблюдаться в следующих случаях:

- непосредственно в момент пуска АЭС при первичном прогреве воды и подводных грунтов;

- при попадании в СТВ вод из периферических водных масс и источников его подпитки;

- при загрязнении вод циркуляционного течения частицами грунта и фрагментами растительности.

Явление «дестратификационного эвтрофирования» заключается в повышении биологической продуктивности поверхностного слоя вследствие его обогащения биогенами из глубоких слоев того же [3]. Например, это происходит при использовании в СТВ глубинных водозаборов. Кроме этого, в водоемах-охладителях наблюдается особая разновидность данных явлений. Искусственный подогрев поверхностного слоя воды вызывает значительное увеличение продолжительности летней стратификации вод (для обозначения этого явления ранее был предложен термин «термотехногенная стратификация» [11]). Иногда осеннее перемешивание вод, обус-

ловленное в естественных водоемах умеренной зоны охлаждением их поверхностного слоя, практически полностью подавляется, и в водоеме-охладителе возникает участок «термотехногенной меромиксии». Например, такие условия сформировались в нижней (обогреваемой) части Десногорского водохранилища. Здесь в придонных слоях происходит длительное накопление минеральных форм биогенных элементов (табл. 3). Аналогичные явления были нами обнаружены и в глубоководном участке Курчатовского водохранилища, расположенного под водной массой циркуляционного течения. Нарушение стратификации на таких участках, например, при сильном волнении, сопровождается залповым выбросом в поверхностный слой значительного количества биогенов. В летний период подобный залповый выброс эвтрофикантов может обусловить цветение воды или привести к интенсификации развития погруженной макрорастительности.

Таблица. 3

Вертикальное распределение аммонийного азота и фосфатов в период осеннего перемешивания вод (октябрь 1999 г.) в различных участках водоема-охладителя Смоленской АЭС (I — поверхностный слой; II — придонный слой)

Параметр	Участок циркуляционного течения		Участок вне циркуляционного течения	
	I	II	I	II
NH_4^+ , мг N/л	0,06±0,003	0,38±0,009	0,11±0,002	0,15±0,002
PO_4^{3-} , мг P/л	0,05±0,006	0,18±0,005	0,03±0,002	0,05±0,003

Однако, несмотря на наличие описанных выше специфических видов эвтрофирования, переходный период в целом характеризуется снижением видимых последствий эвтрофирования и связанных с ними биопомех в эксплуатации СТВ.

Создание системы мер по борьбе с эвтрофированием на данном этапе наиболее желательно. Она должна включать предотвращение и/или при невозможности предотвращения – контроль за сбросом сточных вод в водоем-охладитель, их предварительную очистку, а также контроль, локализацию

и очистку вод поверхностного стока с прилегающей территории. Важным является также контроль загрязненности вод источников подпитки и учет этого фактора при поддержании постоянного объема водоема-охладителя. Вместе с тем, отсутствие в этот период явных признаков эвтрофирования и наблюдающаяся тенденция снижения связанных с этим явлением биопомех, как правило, обуславливают снижение внимания к данной проблеме.

3. Первый период стабилизации экосистемы водоема-охладителя (скрытого эвтрофирования)

В последующий относительно длительный период, продолжавшийся в водоеме-охладителе Смоленской АЭС более 10 лет, а в водоеме-охладителе Курской АЭС — более 15 лет, в составе, характере пространственного распределения, количественных показателях и продуктивности водных сообществ каких-либо устойчивых трендов не наблюдалось. Не отмечалось и заметных признаков увеличения уровня эвтрофирования. Интенсивность образования биопомех в СТВ, обусловленных эвтрофированием, на протяжении всего этого периода также заметно не увеличивалась.

Вместе с тем, было очевидно, что оба исследовавшихся водоема должны были постоянно испытывать заметную «эвтрофикационную нагрузку». Об этом свидетельствует хотя бы то, что на берегу водоема-охладителя Курской АЭС расположен г. Курчатов с населением более 50 тыс. человек, а на берегу Десногорского водохранилища 30-тысячный г. Десногорск. С их территориями через систему ливневой канализации и несанкционированные сбросы сточных вод в эти водные объекты постоянно поступало значительное количество эвтрофикантов. Для иллюстрации в табл. 4 представлены результаты одной из съемок источников эвтрофирования водоема-охладителя Курской АЭС с территории г. Курчатова. Концентрация фосфатов в них практически всегда многократно превышала их содержание в центральных частях акватории водоема-охладителя.

Кроме этого, на обоих водоемах существовал еще целый ряд явных источников эвтрофирования. К их числу, напри-

Таблица 4
Концентрация фосфатов в стоках с городской территории и в центральных частях акватории водоема-охладителя в 2007 г

Участки отбора проб	PO ₄ ³⁻ , мг/л		
	Март	Июнь	Октябрь
Сток №1	0,91	0,77	1,38
	2,40	1,60	1,51
	1,86	0,70	1,54
Сток №2	0,69	0,89	1,74
	0,75	0,47	1,61
Сток №3	0,38	1,17	1,33
Сток №4	0,16	0,69	1,14
Сток №5	1,45	1,18	0,75
Сток №6	2,13	0,45	0,67
Водоем-охладитель	0,11-0,27	0,22-0,24	0,35-0,28

мер, относятся садковые рыбные хозяйства, во всех случаях поставляющие в воду значительные количества биогенных элементов [12].

Несомненно, что при подобном уровне эвтрофирования в водоемах озерно-водохранилищного типа последствия воздействия этого фактора стали бы заметны уже в течение ближайших месяцев. Однако ощутимые последствия эвтрофирования исследованных водоемов-охладителей начали проявляться только по прошествию длительного многолетнего периода. Связано это с тем, что значительная часть их водного объема постоянно движется по замкнутой траектории — это явление обозначается как «техногенная внутренняя проточность». Главным результатом данного процесса является более или менее равномерное распределение компонентов водной среды по значительной части акватории [13]. Именно это и обуславливает «незаметность» первых этапов эвтрофирования. Однако разработка мер по недопущению дальнейшего эвтрофирования водоема-охладителя в это время уже крайне необходима. Ограничение загрязненных стоков позволяет в дальнейшем избежать значительно более дорогостоящих мероприятий по деэвтрофированию (см. табл. 4).

4. Период временного повышения интенсивности эвтрофирования, связанный с увеличением мощности АЭС

Значительное увеличение мощности Курской АЭС в начале 2000-х годов, связанное с пуском новых энергоблоков, вызвало повышение уровня термического воздействия на водоем-охладитель. В период летнего температурного максимума температура воды в районе, прилегающем к сбросу СТВ, периодически достигала 40°C и более, что представляет собой критический уровень для подавляющего большинства водных организмов [14]. На значительном участке прибрежной акватории, протяженностью около 3 км, были полностью уничтожены заросли погруженной растительности. Учитывая результаты описанных выше экспериментов, можно с уверенностью предположить, что данный процесс сопровождался масштабным термическим эвтрофированием водоема-охладителя за счет разложения погибших растительных и животных организмов, а также интенсификации разложения подводных грунтов в зоне сильного подогрева.

Последствия эвтрофирования на этом этапе приняли «залповый» характер. Их развитие отличалось быстротечностью и охватывало значительную часть акватории. После многолетнего относительно стабильного состояния водоема-охладителя подобные стремительные изменения стали полной неожиданностью. В течение нескольких лет (2002 – 2005 гг.) на многих прибрежных участках в летний период плавающие нитчатые зеленые водоросли (тина) образовывали сплошную полосу шириной до 200 м и более. Стремительно увеличилась площадь зарослей некоторых видов погруженной растительности (прежде всего, роголистника и рдеста гребенчатого, фитомасса которых достигала 10 кг сырого веса/м² и более). Одновременно происходило образование мощных скоплений остатков отмершей растительности вдоль берегов, толщина которых местами достигала 1 м. В результате возникли многочисленные очаги вторичного загрязнения вод, характеризующиеся аномально высоким содержанием органического вещества, биогенов и резким ухудшением кислородного режи-

ма (локальными заморами). Отмечалось также интенсивное образование сапропелей, покрывающих значительные участки дна. Все эти явления вызывали образование в СТВ различных биопомех: от забивки решеток обрывками растительности, до интенсификации образования биопленки в теплообменном оборудовании вследствие загрязнения вод органическими веществами.

На этом этапе резкая интенсификация биопомех в СТВ и видимое ухудшение экологического состояния водоема-охладителя вызывают у руководства АЭС озабоченность проблемой эвтрофирования и стимулируют поиск мер по ее решению. Однако для исправления ситуации на данном этапе мер по предотвращению и контролю за потоком поступающих в водоем-охладитель эвтрофикантов уже недостаточно. Необходимы активные действия по деэвтрофикации. Например, это уборка и вывоз прибрежных скоплений отмершей водной растительности, а также образовавшихся из них сапропелей, в которых депонируется значительное количество биогенов. Именно эти меры позволили значительно улучшить ситуацию на водоеме-охладителе Курской АЭС в 2003 – 2005 гг.

5. Второй период стабилизации экосистемы водоема-охладителя (скрытого эвтрофирования)

По прошествию определенного времени экосистема водоема-охладителя повторно стабилизировалась, адаптировав свою структурно-функциональную организацию к новому уровню техногенной нагрузки. Содержание биогенов в воде снизилось в результате их депонирования в грунтах и поясе полупогруженной растительности. Размеры пятен плавающих нитчатых и площади зарослей роголистника уменьшились в несколько раз, а во многих участках практически исчезли. Значительно снизилась и интенсивность образования соответствующих биопомех в СТВ. По-видимому, как и первый период стабилизации, значительную роль в улучшении экологических и эксплуатационных условий водоема-охладителя сыграли техногенные факторы, обусловленные работой АЭС.

Можно предположить, что в других водоемах-охладителях может наблюдаться несколько периодов стабилизации, чередующихся с временными вспышками видимых последствий эвтрофирования, происходящих при увеличении мощности АЭС.

6. Период эвтрофикационной деградации

Периоды стабилизации нельзя рассматривать как свидетельство благополучного состояния водоема-охладителя. Так, по нашим наблюдениям интенсивность эвтрофирования водоема-охладителя Курской АЭС за все эти годы не снижалась, а, напротив, закономерно возрастала в соответствии с ростом населения г. Курчатова. Увеличивалось и общее количество эвтрофикантов в его среде. Об этом, например, свидетельствует планомерное возрастание численности сине-зеленых водорослей. В определенный момент был достигнут критический предел, на котором депозитарный потенциал водной экосистемы, в значительной мере поддерживающийся благодаря внутренней техногенной проточности, был исчерпан. Последовавшие изменения экологического состояния, как и в период увеличения мощности АЭС (4), были масштабны и быстротечны. В летний период 2011 г. вся акватория была охвачена бурным цветением, обусловленным вспышкой развития сине-зеленой водоросли *Aphanizomenon flos-aquae* (L.). В ряде участков прибрежной зоны интенсифицировалось развитие погруженной растительности и зеленых нитчаток, качество воды заметно ухудшилось

В подобной ситуации размер затрат, необходимых для экологической реабилитации водоема-охладителя, существенно возрастает, поскольку исправить положение только ограничением внешних источников эвтрофирования (загрязненных стоков) уже нельзя. Необходимы специальные масштабные мероприятия по деэвтрофикации вод и подводных грунтов. При отсутствии таких мер деградация водоема-охладителя будет продолжаться, весьма высоким будет и уровень развития биопомех в СТВ.

7. Посттехногенный период

Этот этап носит гипотетический характер и на практике еще не наблюдался. Вместе с тем его наступление предсказуемо, и подготовка к этому событию с экологической точки зрения также весьма важна. Без специальных мер после прекращения эксплуатации водоема-охладителя (например, при переходе к использованию градирен для охлаждения теплообменной аппаратуры АЭС) его экологическое состояние будет ухудшаться.

Вывод водоема-охладителя из эксплуатации скорее всего будет происходить без заметного снижения оказываемой на него эвтрофикационной нагрузки. Даже в том случае, если большинство хозяйственно-бытовых объектов на его берегах также перестанет функционировать (что маловероятно), загрязнители, скопившиеся на окружающей его территории, все равно будут обеспечивать поступление мощного потока эвтрофикантов. Вместе с тем, прекращение эксплуатации водоема-охладителя понизит интерес к мерам, направленным на предотвращение его экологической деградации. Учитывая это, можно прогнозировать, что прекращение искусственной циркуляции и подогрева, стимулирующего процессы самоочищения, приведет к образованию обширных застойных зон с повышенным уровнем сапробности. Уже сейчас такие участки в Курчатовском водохранилище образуются в полуизолированных заливах (например, в зал. Голубой Лог). Процессы зарастания постепенно охватят всю мелководную часть и будут сопровождаться интенсивным образованием сапропелей, постепенным обмелением водного объекта и заболочиванием. В целом, этот сценарий ранее уже был описан для относительно небольших водоемов водохранилищного типа, которые, оставшись бесхозными, постепенно превращаются в болотный массив [15]. Значительное количество загрязнителей, накопленных в грунтах за весь период эксплуатации водоема-охладителя, обуславливает экологическую санитарную опасность объекта, возникшего в результате его посттехногенной деградации.

На этом этапе может быть рекомендовано осуществление двух различных видов программ мероприятий. Первый из них предусматривает ликвидацию водного объекта и рекультивацию образовавшейся на его месте территории. Второй вид программ основывается на перепрофилировании водоема-охладителя путем превращения его в рекреационный или рыбохозяйственный водный объект, с разработкой соответствующей системы инженерно-экологического обустройства [16], обеспечивающей его благоприятное экологическое состояние.

Изложенные в статье материалы можно резюмировать в форме следующих выводов:

1. На отдельных фазах существования водоемов-охладителей факторы и экологические механизмы их эвтрофирования носят различный характер. По этой причине, несмотря на постоянно высокий уровень эвтрофикационной нагрузки, в истории водоемов-охладителей может наблюдаться несколько разделенных во времени периодов, когда последствия эвтрофирования становятся заметными и создают серьезные биопомехи в системе техводоснабжения АЭС.

2. В водоемах-охладителях интенсивная внутренняя техногенная проточность обуславливает быстрое распределение поступающих в них эвтрофикантов практически по всему водному объему циркуляционного течения. По этой причине последствия эвтрофирования в течение длительного времени могут не проявляться. Однако в последующий период развитие негативных явлений носит быстротечный характер и происходит одновременно на значительной части акватории.

3. При оборотной системе водоснабжения процессы термического эвтрофирования играют значительную роль в первый период после пуска АЭС, при увеличении мощности АЭС (уровня подогрева вод водоема-охладителя), а также при поступлении на водозабор АЭС вод, содержащих частицы грунта, мелкие фрагменты водных растений, или аллохтонных вод, ранее не проходившие через систему техводоснабжения.

4. Разработка и осуществление мер по предотвращению эвтрофирования водоемов-охладителей должны проводиться вне зависимости от наличия видимых последствий данного процесса в течение всего времени их существования, исходя из специфических особенностей отдельных этапов.

ЛИТЕРАТУРА

1. **Сиренко Л.А.** Экологические последствия эвтрофирования континентальных водоемов и возможные методы его регулирования // Водные ресурсы, 1979. – №1.
2. **Веригин Б.В.** О явлении термического евтрофирования водоемов. // Гидробиологический журнал, 1977. Т. 13. – №5.
3. **Безносков В.Н., Суздалева А.Л., Горюнова С.В.** Дестратификационное загрязнение среды. // Вестник Российского университета дружбы народов. Серия Экология и безопасность жизнедеятельности, 1998/1999. – №3.
4. **Суздалева А.Л., Безносков В.Н., Кучкина М.А.** Экологический мониторинг водных объектов и экоаудит водопользователей как основа борьбы с биопомехами в системах техводоснабжения // Безопасность энергетических сооружений. Научно-технический и производственный сборник. – М.: ОАО «НИИЭС», 2004. – Вып. 14.
5. **Безносков В.Н., Горюнова С.В., Кацман Е.А., Кучкина М.А., Суздалева А.Л.** Особенности эвтрофирования водоема-охладителя АЭС // Актуальные проблемы экологии и природопользования. Сборник научных трудов Российского университета дружбы народов. Вып.5. Ч.2. Экологические исследования природно-техногенных систем. – М.: Изд. РУДН, 2004.
6. **Безносков В.Н., Васенко А.Г., Егоров Ю.А., Леонов С.В., Лунгу М.Л., Побединский Н.А., Румянцева Е.А., Старко Н.В., Суздалева А.Л., Чекалин Б.С.** Ретроспективный анализ и характеристика современного состояния гидробиоценозов водоема-охладителя Курской АЭС и рек Сейм и Реут. // Экология регионов атомных станций. 1995. – Вып. 4.
7. **Суздалева А.Л., Безносков В.Н.** Изменение гидрологической структуры водоемов и сукцессия водных биоценозов при их превращении в водоемы-охладители атомной (тепловой) электростанции // Инженерная экология, 2000. – №2.
8. **Васенко А.Г., Егоров Ю.А., Леонов С.В., Лунгу М.Л., Румянцева Е.А., Старко Н.В., Суздалева А.Л., Чекалин Б.С.** Ретроспективный анализ и оценка современного состояния среды

обитания гидробионтов водоема-охладителя Курской АЭС // Экология регионов атомных станций, 1995. – Вып. 4.

9. **Сиренко Л.А.** Эвтрофирование континентальных водоемов и некоторые задачи по его контролю. // Научные основы контроля качества вод по гидробиологическим показателям. – Л.: Гидрометеоиздат, 1981.

10. **Безносков В.Н., Кучкина М.А., Суздалева А.Л.** Исследование процесса термического эвтрофирования в водоемах-охладителях АЭС // Водные ресурсы. 2002. Т.29. – №5.

11. **Безносков В.Н., Суздалева А.Л.** Воздействие антропогенных нарушений режима стратификации вод на гидробионтов // Тезисы докладов VIII съезда Гидробиол. общ-ва РАН. Т. 2. – Калининград, 2001.

12. **Бондаренко Т.А., Васенко А.Г., Игнатенко Л.Г., Лунгу М.Л., Старко Н.В.** Экологические аспекты функционирования водохозяйственного комплекса при Курской АЭС. // Экология регионов атомных станций. Вып. 2. – М.: Изд. ГНИПКНИИ Атомэнергопроект, 1994.

13. **Безносков В.Н., Суздалева А.Л.** Классификация основных компонентов водной среды и влияние процессов внутреннего водообмена на характер их распределения в водоемах-охладителях АЭС и ТЭС // Природообустройство сельскохозяйственных территорий. Сб. мат научн. конф. – М.: Изд. Московск. гос. ун-та природообустройства, 2001.

14. **Мордухай-Болтовской Ф.Д.** Проблема влияния тепловых и атомных электростанций на гидробиологический режим водоемов. // Труды Института биологии внутренних вод. Вып. 27 (30). Экология организмов водохранилищ-охладителей. – Л.: Наука, 1975.

15. **Широков В.М., Лопух П.С.** Формирование малых водохранилищ гидроэлектростанций. – М.: Энергоатомиздат, 1986.

16. **Безносков В.Н., Родионов В.Б., Суздалева А.А., Колесникова Е.Л.** Оценка состояния малых городских водных объектов и пути их инженерно-экологического обустройства // Безопасность энергетических сооружений. – М.: ОАО «НИИЭС», 2007. – Вып. 16.

СОДЕРЖАНИЕ

<i>Юзбеков Н.С., Беседин Ю.В., Филиппенко Б.М.</i> Безопасность гидротехнических сооружений города Москвы	3
<i>Берлин В.В., Муравьев О.А., Голубев А.В.</i> Низкочастотные пульсации давления и особенности резонанса в напорных водоводах ГЭС	12
<i>Мажбиц Г.Л., Горбунов В.А.</i> Оценка сейсмостойкости энергетических сооружений, находящихся в длительной эксплуатации	34
<i>Лисичкин С.Е., Рубин О.Д., Нефедов А.В., Черненко В.Н., Пономарев Д.И., Мукашов Р.З., Лисичкин А.С.</i> Расчетные исследования напряжённо-деформированного состояния подпорной стенки первого яруса ЛВ-1 водоприемника Загорской ГАЭС, в том числе, с учетом данных синхронных замеров при суточном изменении уровня верхнего аккумулирующего бассейна	38
<i>Рубин О.Д., Лисичкин С.Е., Нефедов А.В., Олимпиев Д.Н., Мукашов Р.З., Пономарев Д.И., Лисичкин А.С.</i> Особенности напряженно-деформированного состояния каменно-земляной плотины Сангтудинской ГЭС-1 при поднятии уровня воды в водохранилище до проектной отметки	50
<i>Каганов Г.М., Волков В.И., Дмитриев Д.С.</i> Некоторые особенности напряженного состояния симметричных плотин из камня, укрепленных цементным раствором	60
<i>Затворницкая Т.А., Шмелева Е.И.</i> Разработка технологии бетонирования камеры рабочего колеса и конуса отсасывающей трубы Гидроагрегата №2 при реконструкции Угличской ГЭС	69
<i>Горбов В.А., Белов А.А., Миклашевич Л.В.</i> Испытательный стенд и методика проведения экспериментальных исследований железобетонных балок на кривой изгиб	84
<i>Зюзин А.Г., Куприянов В.П., Олимпченко Г.Ф.</i> Преимущества и область эффективного применения лабиринтных водосливов	89
<i>Куприянов В.П., Олимпченко Г.Ф.</i> О работе шахтных водосбросов с промежуточным гашением энергии	103

<i>Беликов В.В., Дрюкова А.С.</i> Обзор технического материала по авариям грунтовых плотин	119
<i>Беликов В.В., Зюзин А.А., Норин С.В., Середавкин В.П.</i> Разработка и оптимизация конструктивных решений горного водозабора деривации Верхне-Балкарской МГЭС на основе численного гидравлического моделирования	137
<i>Беликов В.В., Кочетков В.В., Середавкин В.П., Чернилова Е.А.</i> Расчетные гидравлические исследования сооружений открытой деривации Зарагижской ГЭС	151
<i>Суздалева А.Л., Безносков В.Н., Кучкина М.А.</i> Экологический механизм эвтрофирования водоема-охладителя АЭС	158

**Безопасность энергетических сооружений
Сборник**

Научный редактор: Семенов И.В.

Графический редактор: Лукьянов В.И.

Корректор: Полякова Е.Б.

Оригинал-макет и компьютерная верстка: Мелихова А.Г.

Подписано в печать 01.08. 2012

Формат 60x90/16. Гарнитура SchoolBook

Бумага офс. №1. Печать офсетная

Объем 11 п.л. Тираж 500 экз.

Лицензия ИД № 06483 от 19 декабря 2001 г.

ОАО «НИИЭС»

125362, г. Москва, Строительный проезд, д. 7а.

Отпечатано в типографии

ООО «Галея Принт»

г. Москва, 5-я Кабельная ул, 2-б