

Научно-технический и производственный сборник

БЭС

Безопасность
энергетических
сооружений

Научно-исследовательский институт

НИИЭС

энергетических сооружений

Вып. 2-3
1998

Российское акционерное общество
энергетики и электрификации
«Единая энергетическая система России»
(РАО «ЕЭС России»)

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

БЕЗОПАСНОСТЬ ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ И ПРОИЗВОДСТВЕННЫЙ
СБОРНИК
Выпуск 2-3

Москва
Глобус
1998

Сборник подготовлен к изданию Редакционным советом
в составе:
к.т.н. С.О. Бритвин (председатель), к.т.н., Л.А. Золотов (зам.
председателя), к.т.н. А.М. Прудовский (научный редактор),
к.т.н. В.И. Щербина (научный редактор), к.т.н. В.Г. Самари-
нин.(секретарь)

**Безопасность энергетических сооружений. //Научно-технический
и производственный сборник. Вып.2-3. АО НИИЭС. М.: 1998.
312 с. (цв. вкл. - 16 с.)**

Очередной выпуск сборника продолжает информировать научную и инженерную общественность о современном состоянии разработки проблемы обеспечения безопасности энергетических сооружений.

Помещенные в сборнике статьи охватывают большинство вопросов, составляющих данную проблему. Наряду с оценкой состояния проблемы безопасности сооружений и задач, стоящих перед отраслью в этом направлении, в сборнике рассмотрены вопросы риска возникновения аварий и декларирования безопасного состояния энергетических объектов, оценки экономического ущерба от аварий и повреждений, а также вопросы страхования риска ответственности.

Большое внимание уделено гидравлическим вопросам расчетов возникновения аварийного состояния сооружений, причинам и последствиям аварий и их предупреждению. Ряд статей посвящен обеспечению надежности и оценке безопасности конкретных ГЭС, ТЭС и АЭС.

Определенное внимание уделено численному моделированию напряженно-деформированного состояния конструкций при статических и динамических воздействиях, а также вопросам обследования и ремонта гидротехнических сооружений, в том числе с использованием новых материалов.

В сборнике затронуты некоторые аспекты экологической безопасности в энергетике, освещены вопросы мониторинга энергетических сооружений.

Приведен обзор материалов Международного симпозиума по безопасности плотин, состоявшегося в Барселоне в июне 1998г.

АО НИИЭС, 123362, Москва, а/я 393, Строительный проезд, 7а
Телефон: 493 51 32.

Факс: (095) 493 64 29

© АО «Научно-исследовательский институт энергетических сооружений», 1998

О НАУЧНОМ ОБЕСПЕЧЕНИИ БЕЗОПАСНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Кудрявый В.В.,

*заместитель Министра топлива и энергетики Российской Федерации,
руководитель отраслевой программы
«Безопасность энергетических сооружений»,
кандидат техн. наук*

Мировая практика эксплуатации энергетических объектов показывает, что при их авариях могут возникать чрезвычайные ситуации как на самих объектах, так и на больших территориях в зоне их расположения. Последнее обстоятельство связано, в первую очередь, с последствиями разрушения подпорных гидротехнических сооружений, а также внезапного отключения электроэнергии. Вероятность аварий резко возрастает для сооружений, возраст которых превышает 30-40 лет. Учитывая, что срок эксплуатации большинства крупных энергетических объектов в России находится в этих пределах, проблема безопасной эксплуатации энергетических объектов приобретает общегосударственное значение.

21 июля 1997г. введены в действие Федеральные законы Российской Федерации «О промышленной безопасности опасных производственных объектов» №116-ФЗ и «О безопасности гидротехнических сооружений» №117-ФЗ.

Закон «О безопасности гидротехнических сооружений» распространяется на все гидротехнические сооружения, аварии которых могут создать чрезвычайные ситуации, сопровождающиеся угрозой жизни и здоровью людей, нарушением условий труда и жизнедеятельности людей на предприятиях и в населенных пунктах. Закон разграничивает полномочия Правительства Российской Федерации, органов исполнительной власти субъектов Федерации и муниципальных органов власти в вопросах обеспечения безопасности гидротехнических сооружений.

Правительство России, опираясь на федеральные органы исполнительной власти, организует федеральный государственный надзор за безопасностью гидротехнических сооружений независимо от их отраслевой принадлежности и форм собственности, реализует целевые федеральные программы обеспечения водных объектов, обеспечивает безопасность гидротехнических сооружений, находящихся в федеральной собственности.

Постановлением Правительства РФ от 16.10.97г. №1320 функции федерального органа государственного надзора за безопасностью гидротехнических сооружений электростанций возложены на Минтопэнерго России. В соответствии с постановлением Правительства РФ от 13.08.98г. №950 надзорные функции Минтопэнерго России расширены и включают осуществление государственного надзора за безопасностью гидротехнических сооружений, находящихся в введении, собственности или эксплуатации организаций топливно-энергетического комплекса, а также участие в формировании и ведении Российского регистра гидротехнических сооружений.

Этим же постановлением на Министерство транспорта России возложен государственный надзор за безопасностью судоходных гидротехнических сооружений, находящихся в ведении Министерства; государственный надзор за безопасностью гидротехнических сооружений, неподнадзорных Минтопэнерго, Министерству транспорта и Федеральному горному и промышленному надзору России, а также гидросооружений, полномочия на надзор за которыми передано органам местного самоуправления, осуществляет Министерство природных ресурсов России.

Органам государственного надзора предоставлены широкие права вплоть до принятия в порядке, установленном Законом, решений о прекращении эксплуатации ненадежных сооружений и их ликвидации или реконструкции, прекращения действия лицензий и разрешений на эксплуатацию сооружений.

Закон определяет обязанности собственников гидротехнических сооружений и эксплуатирующих организаций, которые должны организовывать постоянный инструментальный и визуальный контроль за состоянием сооружений, своевременно осуществлять необходимые ремонтно-восстановительные работы, строго выполнять правила безопасной эксплуатации гидротехнических сооружений, создавать материальные и финансовые резервы для предотвращения и ликвидации чрезвычайных ситуаций, представлять в органы надзора декларацию о безопасности гидротехнических сооружений, детально характеризующую их состояние и надежность, информировать население о состоянии и уровне безопасности сооружений, нести правовую и финансовую ответственность за последствия аварий и нанесенный ими ущерб. Положение о декларировании безопасности гидротехнических сооружений утверждено Постановлением Правительства Российской Федерации от 06.11.98г. №1303.

Действенным средством обеспечения безопасности, стимулирующим эффективное вложение средств в мероприятия по повышению безопасности гидротехнических сооружений, является установленное Законом обязательное страхование риска гражданской ответственности собственника сооружений или эксплуатирующей организации за последствия аварий и причинение вреда гражданам и юридическим лицам.

Закон «О промышленной безопасности опасных производственных объектов» распространяется на объекты, на которых: получают, используются, перерабатываются, образуются, хранятся, транспортируются, уничтожаются опасные вещества; используется оборудование, работающее под давлением более 0,07МПа или при температуре нагрева воды более 115°С; используются стационарно установленные грузоподъемные механизмы, эскалаторы, канатные дороги, фуникулеры; получают расплавы черных и цветных металлов и сплавы на основе этих расплавов; ведутся горные работы, работы по обогащению полезных ископаемых, а также работы в подземных условиях.

Следует отметить, что параметры пара на тепловых электростанциях (ТЭС) существенно превышают приведенные выше значения. Таким образом, под действие Закона попадают сооружения ТЭС, а также здания гидроэлектростанций (ГЭС), в том числе подземные здания ГЭС, водоприемники,

водозаборы и другие сооружения, оснащенные грузоподъемным оборудованием.

Эксплуатация опасного производственного объекта (ОПО) в соответствии со статьей 6.1 рассматриваемого Закона осуществляется на основе соответствующей лицензии, выдаваемой федеральным органом исполнительной власти, специально уполномоченным в области промышленной безопасности.

Для выдачи лицензии заявитель представляет акт приемки ОПО в эксплуатацию, положительное заключение экспертизы промышленной безопасности и декларацию о промышленной безопасности ОПО. В соответствии со статьей 13.1 упомянутого выше Закона экспертизе подлежат проектная документация, технические устройства, здания и сооружения на ОПО, а также декларация промышленной безопасности. В лицензии предусмотрена запись об обязательном наличии договора страхования риска ответственности за причинение вреда при эксплуатации ОПО.

Законом установлена обязательность разработки декларации только для ОПО с наличием опасных веществ. Обязательность разработки декларации для других ОПО может быть установлена органом исполнительной власти, специально уполномоченным в области промышленной безопасности.

Приведенное здесь изложение процедуры лицензирования ОПО связано с тем, что среди энергетиков сложилось представление о необходимости проведения мероприятий по надзору за безопасностью только подпорных гидротехнических сооружений. На самом деле система надзора за безопасностью ОПО, к числу которых относятся ТЭС, ГЭС, подземные сооружения, практически ничем не отличается (за исключением процедуры декларирования) от системы надзора за гидротехническими сооружениями.

Для практической реализации требований Федеральных законов «О безопасности гидротехнических сооружений» и «О промышленной безопасности опасных производственных объектов» Минтопэнерго России и РАО «ЕЭС России» разработана отраслевая программа «Безопасность энергетических сооружений». Программа утверждена приказом Минтопэнерго России от 01.10.98г. №316. Головной организацией по реализации программы по согласованию с РАО «ЕЭС России» назначен АО «Научно-исследовательский институт энергетических сооружений» (АО НИИЭС). В соответствии с этим приказом утверждены состав Координационного совета и Положение о

программе. Приказом РАО «ЕЭС России» от 26.10.98г. №209 определена процедура ее реализации.

Отраслевая программа «Безопасность энергетических сооружений» состоит из следующих заданий первого уровня:

Задание 01. «Осуществить разработку и сопровождение в органах исполнительной и законодательной власти нормативных правовых документов и федеральной программы, необходимых для реализации Федеральных законов «О безопасности гидротехнических сооружений» и «О промышленной безопасности опасных производственных объектов».

Задание 02. «Разработать и внедрить методы оценки и регулирования безопасности энергетических сооружений».

Задание 03. «Организовать в системе Госэнергонадзора России осуществление государственного надзора за безопасностью энергетических сооружений».

Задание 04. «Разработать современные программно-технические средства обследования и контроля состояния энергетических сооружений».

Задание 05. «Разработать методы прогноза и предотвращения аварий сооружений и их последствий, включая технологию проведения предупредительных и аварийных работ на сооружениях».

Задание 01 посвящено разработке и сопровождению в органах исполнительной и законодательной власти нормативных правовых документов и федеральной программы, необходимых для реализации Федеральных законов «О безопасности гидротехнических сооружений» и «О промышленной безопасности опасных производственных объектов». Головной организацией по этому заданию определен Научно-технический центр Главэнергонадзора Минтопэнерго России (НТЦ Энергонадзора).

В составе задания 01 разрабатываются предложения в Федеральную программу «Безопасность гидротехнических сооружений» (задание второго уровня 01.01). Задания 01.02., 01.03 и 01.04 посвящены разработке нормативных правовых документов федерального значения, разработкам систем норм, правил и стандартов по безопасности сооружений, а также документов, регламентирующих деятельность органов Госэнергонадзора по надзору за безопасностью энергетических сооружений.

Проблемам оценок безопасности энергетических сооружений, риска аварий как меры уровня безопасности сооружений, и связанным с риском вопросам страхования ответственности собственника за последствия аварий, как одного из основных механизмов финансового обеспечения безопасности сооруже-

ний, посвящено задание 0.2. В состав этого задания включено задание 02.01, посвященное собственно оценкам риска аварий. При этом, ввиду необходимости учета весьма разнородной, в том числе неопределенной, исходной информации, разрабатываются методы оценок риска как в вероятностной, так и в детерминированной постановке. В составе задания 02.02 предусмотрена разработка типовых правил страхования риска гражданской ответственности и методики назначения страховых тарифов и определения пределов ответственности страховщиков. Задание 02.03 посвящено экологическим аспектам безопасности сооружений, задание 02.04 - проблемам гидрологической безопасности, задание 02.05 - проблемам геодинамической безопасности энергетических сооружений. Головной организацией по заданию 02 утвержден АО НИИЭС.

Эффективным средством регулирования безопасности сооружений является Государственный надзор за их эксплуатацией (задание 03). В состав этого задания включены вопросы формирования Российского регистра гидротехнических сооружений (задание 03.01), организации декларирования безопасности сооружений (задание 03.03) и непосредственно связанные с ним задачи организации инспекционных обследований сооружений (задание 03.02), а также организации обучения работников энергопредприятий по вопросам обеспечения безопасности энергетических сооружений (задание 03.04). Головной организацией по заданию 03 назначен НТЦ Энергонадзора.

Поставленные в составе предыдущих заданий программы задачи обследования эксплуатируемых сооружений, декларирования безопасности, оценки риска аварий требуют применения современных технических средств. Указанным вопросам посвящены работы, сгруппированные в задании 04. Наряду с традиционными средствами измерений, контролирующими состояние сооружения в отдельных точках (задание 04. 02), предусматривается развитие инструментальных средств, позволяющих получить характеристику (как качественную, так и количественную) более обширных зон сооружения (задание 04. 01). Разработка компьютерных систем сбора, обработки и анализа данных о состоянии сооружений и их оснований на основе использования современных программных средств и математических моделей посвящено задание 04.03. Головной организацией по заданию 04 определен АО НИИЭС.

Заключительное задание 05 посвящено вопросам прогноза и предотвращения аварий, расчета волны прорыва (задание 05.02), оценки возможных ущербов от аварий, а также разработки техни-

ческих и организационных решений, направленных на предотвращение аварий и ликвидацию их последствий (задание 05.03). Кроме того, в соответствии с заданием 05.01 определяется перечень энергетических объектов, подлежащих ремонту, реконструкции, консервации или ликвидации. Головной организацией по заданию 05 определен ОА «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева».

В рамках заданий первого и второго уровней, сформулированных в достаточно общем виде, предполагается проведение научно-исследовательских и научно-организационных работ по обеспечению безопасности энергетических сооружений всех видов (основных сооружений ГЭС и ТЭС, гидротехнических сооружений топливно-энергетического комплекса, сооружений электрических сетей).

Комплексное решение поставленных проблем с привлечением коллективов исследователей из различных организаций безусловно позволит существенно развить теорию безопасности энергетических сооружений и внедрить на практике методы обеспечения их безопасности, а также организовать эффективный надзор за их состоянием и обеспечить безопасность энергетических сооружений при их строительстве и эксплуатации.

ОБ ОБЕСПЕЧЕНИИ БЕЗОПАСНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ ТЕПЛОВЫХ ЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ

Кучеров Ю.Н.,

*начальник Департамента стратегии развития
и научно-технической политики РАО «ЕЭС России»,
кандидат техн. наук*

Тепловые электрические станции (ТЭС) России имеют в своем составе определенный набор оборудования, относящегося к категории повышенной опасности. Надзор за безопасной эксплуатацией указанного оборудования осуществляет специализированный орган государственного надзора - Федеральный горный и промышленный надзор России (Госгортехнадзор России, ГГТН РФ).

В настоящее время поднадзорная ГГТН РФ область охватывает пять групп оборудования и регулируется соответствующими распорядительными документами федерального уровня, а именно:

котлы и котлоагрегаты ТЭС («Правила устройства и безопасной эксплуатации паровых и водогрейных котлов»);

газовое оборудование ТЭС и центральные водогрейные котельные (ЦВК) («Правила безопасности в газовом хозяйстве»); грузоподъемные механизмы и лифтовое хозяйство («Правила устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов», «Правила устройства и безопасной эксплуатации подъемников (вышек)», «Правила устройства и безопасной эксплуатации лифтов»);

технологические металлические трубопроводы пара и воды за пределами котельной установки («Правила устройства и безопасной эксплуатации трубопроводов пара и горячей воды»);

расширители, фильтры, подогреватели и пр. («Правила устройства и безопасной эксплуатации сосудов, работающих под давлением»).

В функции отраслевой системы надзора за технической деятельностью энергетических объектов входит контроль исполнения требований соответствующих нормативно-технических документов при эксплуатации всего оборудования, обеспечение пожарной безопасности, техники безопасности и охраны труда. Кроме того, на отраслевые службы возложена обязанность по контролю за устройством и безопасной эксплуатацией оборудования, подведомственного Госгортехнадзору, но из-за малой опасности им не контролируемого. Отраслевая система надзора включает в себя:

инспекторский состав электростанций;

эксплуатационные службы АО-энерго;

региональные предприятия Энерготехнадзора;

департамент генеральной инспекции и финансового аудита РАО «ЕЭС России».

21 июля 1997 года вступил в действие Федеральный закон № 116-ФЗ «О промышленной безопасности опасных производственных объектов».

В Законе определены критерии, согласно которым под определение промышленно-опасного попадают практически все энергетические объекты. Так, согласно критериям, изложенным в Приложении 1 Закона (пп.1а; 1в; 2 и 3.) опасными являются:

газовое хозяйство ТЭС, включая ГРП, магистральные газопроводы, газопроводы в пределах котла, электролизные установки, системы водородного охлаждения генераторов, помещения аккумуляторных батарей;

все технологические мазутопроводы после подогревателей и оборудование мазутного хозяйства;

тракты топливоподачи и системы пылеприготовления, включая мельничное оборудование, сепараторы пыли, бункера пыли и сырого угля, циклоны и т.д.;

склады жидкого топлива;

трансформаторы, масляные разъединители и выключатели, турбогенераторы и турбины;

котельные агрегаты;

трубопроводы пара и горячей воды;

сосуды, работающие под давлением;

паровые и газовые турбины;

стационарно установленные грузоподъемные механизмы.

Что касается наличия на ТЭЦ токсичных и высокотоксичных веществ, а также веществ, представляющих опасность для окружающей природной среды (критерии п.1д; 1е; 1ж. Приложения 1), то это требует специальных исследований. Соответствующие поручения даны отраслевым научно-исследовательским институтам.

Таким образом, Закон распространяется на 331 тепловую электростанцию, 82 гидравлические электростанции, 387 предприятий электрических сетей и 1994 районные электрические сети, входящие в состав РАО "ЕЭС России" и АО-энерго.

Реальное исполнение Закона оказалось излишне жестким. Так, весьма сомнительно, чтобы аварии в системе газоснабжения ТЭС, на котлах, турбинах или электротехническом оборудовании вызвали бы необходимость задействования аварийно-спасательных формирований МЧС или гражданской обороны и уж совсем маловероятно, что будет нанесен ущерб окружающей среде, объектам или лицам, находящимся вне пределов санитарно-защитной зоны предприятия (СЗЗ).

ТЭС эквивалентной электрической мощностью от 600 МВт и выше относятся к предприятиям второго класса и должны иметь ССЗ не менее 1000 м при размещении жилого поселка энергетиков на ограниченной территории.

При размещении ТЭС около городов необходимая СЗЗ устанавливается по согласованию с органами государственной санитарно-эпидемиологической службы с исключением попадания жилой застройки в зону возможного обнаружения максимальных величин загрязнения атмосферы выбросами электростанции. ТЭЦ и районные котельные тепловой мощностью 200 Гкал и выше, работающие на газо-мазутном топливе, следует удалять от жилой застройки не менее чем на 500 м. (третий класс). ССЗ котельных дифференцированы в зави-

симости от высоты дымовых труб; при высоте труб менее 15м она должна составлять не менее 100м; при высотах более 15м - порядка 300м. Крупные ГЭС должны иметь СЗЗ не менее 300м.

Федеральным органом исполнительной власти, специально уполномоченным в области промышленной безопасности, в соответствии с Постановлением Правительства РФ от 17.07.98 №779 определен Госгортехнадзор России. Во исполнение указанного закона на ГГТН РФ возложены следующие обязанности:

- регистрация опасных производственных объектов в государственном реестре;

- лицензирование соответствующих видов деятельности;

- сертификация на соответствие требованиям промышленной безопасности применяемых на объектах технических устройств;

- экспертиза промышленной безопасности производственных объектов;

- организация контроля промышленной безопасности производственных объектов;

- техническое расследование причин аварий;

- организация подготовки и аттестации работников в области промышленной безопасности;

- организация обязательного страхования ответственности за причинение вреда при эксплуатации опасного производственного объекта.

Во исполнение возложенных на него обязанностей ГГТН РФ в настоящее время приступил к созданию системы экспертизы промышленной безопасности, включающей, в частности, процедуру официального признания и подтверждения компетентности экспертных организаций в проведении конкретных видов экспертиз.

Постановлением коллегии Госгортехнадзора России от 21.07.98 № 5 «О мерах по улучшению организации экспертных центров в области промышленной безопасности» к организации экспертизы привлекаются только некоммерческие и государственные организации, а также высшие учебные заведения, имеющие государственную лицензию. Таким образом, от участия в экспертизе безопасности энергетических объектов отстранены отраслевые институты и наладочные организации, являющиеся, в основном, акционерными обществами.

Для решения поставленных вопросов, а также для сохранения существующего контроля эксплуатационной безопасности

в отрасли и сохранения лидирующих позиций РАО «ЕЭС России» при определении научно-технической политики в области промышленной и экологической безопасности представляется целесообразным создать при РАО «ЕЭС России» отраслевой Центр со статусом некоммерческой организации.

Основной задачей Центра должно являться создание собственной системы управления промышленной и экологической безопасностью отрасли.

Предполагается, что указанная система управления будет основана на научно-техническом потенциале отраслевых научно-исследовательских и проектно-конструкторских институтов с преобразованием их экспериментальной базы в испытательные и сертификационные подразделения.

Продуктом деятельности системы управления должны быть управляющие решения по обеспечению промышленной и экологической безопасности электроэнергетики, изложенные в соответствующих нормативно-распорядительных документах. Созданию таких руководящих документов должны предшествовать необходимые научно-исследовательские и проектные работы.

Специально следует остановиться на проблеме экологической безопасности энергетических объектов. В статье 3 Закона установлено, что требования промышленной безопасности должны соответствовать нормам по охране окружающей среды. Указанные нормы предусмотрены специальным законодательством по охране окружающей среды (Законами "Об охране окружающей природной среды", "Об экологической экспертизе", "О санитарно-эпидемиологическом благополучии населения"); требования к промышленности по вопросам, связанным с предотвращением аварий и ликвидацией их последствий, закреплены в общеотраслевых нормативных документах Госкомэкологии РФ и Минздрава РФ.

В частности, органы Госкомэкологии РФ ведут регистрационный учет предприятий, загрязняющих окружающую среду, выдают собственные лицензии на 22 вида деятельности, осуществляют государственную экспертизу проектов, ведут государственный контроль за выбросами, сбросами, размещением отходов. Региональные органы Госкомэкологии РФ, имеющиеся в каждом субъекте Российской Федерации, несколько раз в год проверяют все крупные предприятия (электростанции в обязательном порядке) по всем или отдельным вопросам охраны окружающей среды. Эти инспекции включают инструментальные измерения выбросов, про-

верку документации (нормативов предельно допустимых выбросов в атмосферу, сбросов в водоемы, лимитов размещения отходов), выполнение планов природоохранных мероприятий, графиков производственного контроля за выбросами (сбросами) и др.

Органами Госкомэкологии РФ установлены требования к противоаварийным мерам и соответствующим планам мероприятий на предприятиях. Действует порядок оповещения предприятиями органов Госкомэкологии РФ в случае аварий с экологическими последствиями.

Законом предусмотрены медико-биологические критерии отнесения предприятий к категории "опасных производственных объектов" с точки зрения опасности для окружающей среды. По предварительной оценке Всероссийского теплотехнического института вещества, которые могут при авариях на электростанциях проникнуть в водоемы (взвешенные, нефтепродукты, соли, аммиак, кислоты и некоторые другие), указанного в приложении 1 к Закону воздействия на живые существа оказывать не могут.

Аварии с экологическими последствиями являются предметом специального разбирательства органами Госкомэкологии РФ, Минздрава РФ, органами исполнительной власти. Штрафные санкции назначаются по выявленному ущербу окружающей среде. Так, прорыв дамбы золоотвала Новомосковской ГРЭС и сброс около 2 тыс.м³ золошлаковой пульпы в реку, которые имели место в 1994г., стали причиной взыскания штрафов на общую сумму около 806 тыс. руб. в ценах 1998г.

В результате анализа аварийности на ТЭС с экологическими последствиями за последние 20 лет, выполненного ОРГРЭС в 1997г., выявлены имевшие место следующие аварийные ситуации, категоризованные по степени последствий для окружающей среды и масштабам восстановительных работ.

Аварии с крупными экологическими последствиями

Прорыв дамбы золоотвала с выбросом золошлаков в открытые водоемы или на рельеф местности с повреждением прилегающих объектов и сооружений.

Разрушение плотин и водопропускных устройств водохранилищ и гидроузлов с разрушением объектов на пути аварийного водотока и гибелью рыбы.

Технологические отказы с экологическими последствиями

Прорыв дамбы золошлакоотвала малой емкости, удаленного от водных объектов, с выбросом золошлаков на рельеф местности и незначительным разрушением прилегающих объектов и сооружений.

Разрушение баков-аккумуляторов горячей воды, сопровождаемое разливом горячей воды по территории.

Перегрев воды в пруду-охладителе, вызывающий гибель рыбы в водоеме.

Разрушение мазутохранилищ, мазутопроводов и баков-хранилищ нефтепродуктов с попаданием нефтепродуктов в водоемы и разливом по территории.

Разрушение элементов очистных и канализационных сооружений с выбросом фекалий и появлением неприятного запаха;

Разрушение элементов аммиачного хозяйства азотоочистки с выбросом аммиака в атмосферу.

Упуск мазута при сливе его из железнодорожных цистерн с попаданием его в открытые водоемы.

Функциональные отказы с кратковременным увеличенным воздействием на окружающую среду

Прорыв пульпопроводов системы гидрозолоудаления с попаданием золошлаков на рельеф местности.

Выход из строя элементов золоуловителей с повышенным выбросом золы в атмосферу.

Упуск мазута при его сливе из железнодорожных цистерн без попадания в открытые водоемы.

Попадание масла из системы охлаждения в циркуляционную воду с выбросом масла в водоем.

Разрыв газопровода с выбросом углеводородов в атмосферу.

Разрыв трубопровода сетевой воды с попаданием горячей воды на рельеф местности.

Пожары на ТЭС, вызывающие в атмосфере воздействие от нерегистрируемого до кратковременного слабовыраженного в зависимости от характера пожара и объекта, на котором он происходит, не рассматривались и не классифицировались.

Приведенный перечень возможных аварий и технологических нарушений с экологическими последствиями на ТЭС согласован с Госкомэкологией РФ в составе отраслевой "Инструкции по экологическому обоснованию решений, принимаемых при проектировании ТЭС и котельных".

Противоаварийные требования в электроэнергетике устанавливаются отраслевой "Инструкцией по экологическому

обоснованию решений, принимаемых при проектировании ТЭС и котельных". Все проектные материалы проходят установленный порядок и процедуры государственной экологической экспертизы. Проектирование электростанций может вести только организацией, имеющей соответствующую лицензию Госкомэкологии РФ.

Практически все действующие ТЭС имеют утвержденные местными органами охраны природы нормативы предельно допустимых выбросов в окружающую среду, составной частью которых является раздел по предотвращению залповых и аварийных выбросов.

Общепромышленные "Санитарные правила и нормы охраны поверхностных вод" бывшего Минводхоза СССР ряд объектов в промышленности относят к категории "подверженных авариям", и для них должны быть разработаны: планы ликвидации аварий, порядок действий при возникновении аварийных ситуаций, перечень требуемых технических средств и аварийного запаса обеззараживающих веществ. Это направление работы электростанций длительное время не проверялось.

В РАО "ЕЭС России" "Инструкцией по расследованию и учету технологических нарушений в работе электростанций, сетей и энергосистем" регламентирован порядок расследования аварий и технологических нарушений, в том числе и с экологическими последствиями. Эта инструкция требует переработки в связи с выходом Закона РФ "О промышленной безопасности опасных производственных объектов".

Первоочередными мерами по реализации в отрасли требований Закона в части охраны окружающей среды представляются:

переработка "Инструкции по расследованию и учету технологических нарушений в работе электростанций, сетей и энергосистем";

проработка вопроса, относятся ли электростанции и другие энергопредприятия к категории опасных производственных объектов с точки зрения охраны окружающей среды, и согласование полученных выводов исследования с Госгортехнадзором РФ и Госкомэкологией РФ;

инструктирование энергопредприятий о всех требованиях к документации о предупреждении аварий с экологическими последствиями и ликвидации последствий таких аварий и проверка выполнения этих требований.

СТРАХОВАНИЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Орлов А.В.,

*исполнительный директор по страхованию страховой
компании «ЭНЕРГОГАРАНТ», кандидат техн. наук*

Проектирование, строительство и эксплуатация ответственных сооружений, к которым безусловно относятся гидротехнические, осуществляется на основе принципа обеспечения их безопасности. Однако, обеспечение безусловной безопасности (надежности) гидротехнических сооружений является недостижимой задачей, так как уровень абсолютной безопасности может быть достигнут только при бесконечно большом вложении средств и материальных ресурсов в сооружение. Поэтому проектирование гидротехнических сооружений ведется с учетом некоторого реально достижимого уровня безопасности, фактическое значение которого находится на основе сравнительного технико-экономического анализа вариантов, обеспечивающих достижение такого уровня. Этот уровень безопасности регламентируется соответствующими нормами и правилами проектирования, строительства и эксплуатации. Выше сказанное означает, что любое сооружение с некоторой вероятностью, заложенной при его проектировании, может быть разрушено или повреждено, а следовательно, может нанести вред лицам, чья деятельность никак не связана с таким сооружением.

С другой стороны, нормами действующего гражданского права предусмотрено возмещение вреда, причиненного третьим лицам объектом повышенной опасности. Такой вред подлежит возмещению в полном объеме лицом, в чьем владении или распоряжении находится объект повышенной опасности. В отношении гидротехнических сооружений эта правовая норма конкретизирована Законом Российской Федерации «О безопасности гидротехнических сооружений», определяющим обязанность собственника или эксплуатирующей организации нести ответственность за безопасность гидротехнического сооружения вплоть до момента перехода прав собственности к другому лицу, либо до полного завершения работ по ликвидации гидротехнического сооружения. Вред, причиненный жизни, здоровью физических лиц, а также имуществу граждан и юридических лиц в результате нарушения законодательства о безопасности гидротехнических сооружений, подлежит возмещению лицом, причинив-

шим такой вред. Размер возмещения устанавливается Правительством Российской Федерации путем определения величины финансового обеспечения гражданской ответственности собственника гидротехнического сооружения или эксплуатирующей организации. Источником финансового обеспечения может служить собственные средства собственника или эксплуатирующей организации или договор страхования гражданской ответственности, заключенный со страховой компанией.

Договор страхования гражданской ответственности за причинение вреда от аварии гидротехнического сооружения является общепринятой во всем мире формой финансового обеспечения по возмещению вреда. Во многих странах (Швейцария, Норвегия, Швеция, Дания и др.) существует специальное законодательство, регулирующее этот вид страхования. Договор страхования гражданской ответственности за причинение вреда от аварии гидротехнического сооружения является самой дешевой формой такого финансового обеспечения, так как стоимость приобретения такой страховки примерно на три порядка меньше, чем ею покрываемый объем ответственности.

При разработке такого законодательства внимание обычно уделяется следующим вопросам:

предмет договора страхования гражданской ответственности за причинение вреда от аварии гидротехнического сооружения;

формулировка страховых рисков, на предмет которых происходит страхование;

размер ответственности по возмещению причиненного вреда;

период действия договора страхования;

размер страховой премии и принципы ее определения;

права и обязанности сторон по договору страхования.

Ниже будут рассмотрены основные принципы решения этих вопросов.

Формой финансового обеспечения гражданско-правовой ответственности эксплуатирующей организации за причинение вреда является страхование ответственности, но эксплуатирующая организация может быть освобождена от обязанности страхования своей ответственности, если ей предоставлена государственная гарантия финансового обеспечения ответственности за причинение вреда.

Страхование ответственности за причинение вреда осуществля-

ется в соответствии с действующим гражданским законодательством на основе договора страхования гражданской ответственности за причинение вреда от аварии гидротехнического сооружения, заключаемого эксплуатирующей организацией (страхователем) со страховой организацией (страховщиком).

Договор страхования ответственности за причинение вреда при эксплуатации гидротехнического сооружения является соглашением между страхователем и страховщиком, в силу которого страховщик обязуется при страховом случае произвести страховую выплату третьим лицам (пострадавшим), а страхователь обязуется уплатить страховую премию в установленные сроки. Такое страхование в общем случае осуществляется в форме добровольного страхования, а в случаях предусмотренных действующим законодательством — в обязательной форме. При этом под обязательной формой следует понимать обязательность для эксплуатирующей организации иметь страховую защиту гражданской ответственности на условиях предписанных Законом, но остается добровольность в выборе страховой организации. Однако эти положения Закона не являются обязательными для страховых организаций.

Страховщиком в договоре страхования выступает страховая организация, имеющая лицензию на осуществление страхования гражданской ответственности за причинение вреда при эксплуатации гидротехнических сооружений, выданную органом государственного надзора за страховой деятельностью. Орган государственного надзора за страховой деятельностью устанавливает специальные требования, которым должны отвечать страховые организации, имеющие право проводить такой вид страхования (включая величину оплаченного уставного капитала и страховых резервов), и порядок лицензирования их деятельности.

Срок действия договора страхования должен соответствовать сроку действия разрешения (лицензии) на право эксплуатации гидротехнического сооружения.

Величина финансового обеспечения (максимальный предел ответственности) эксплуатирующей организации за причинение вреда на одну аварию гидротехнического сооружения должна устанавливаться на дату выдачи разрешения (лицензии) на право эксплуатации гидротехнического сооружения в размере не менее:

1.000.000 (одного миллиона) минимальных размеров оплаты труда - для гидротехнических сооружений первого класса;

500.000 (пятисот тысяч) минимальных размеров оплаты труда - для гидротехнических сооружений второго класса;

250.000 (двухсот пятидесяти тысяч) минимальных размеров оплаты труда - для гидротехнических сооружений третьего класса;

50.000 (пятидесяти тысяч) минимальных размеров оплаты труда - для гидротехнических сооружений четвертого класса.

Учитывая местоположение, тип гидротехнического сооружения, объем водохранилища, состав, мощность и другие технические параметры технологического оборудования, машин и механизмов, установленных на гидротехническом сооружении, федеральным органом исполнительной власти, на который Правительством Российской Федерации возложены функции Государственного надзора за безопасностью гидротехнических сооружений, может быть снижен размер величины финансового обеспечения за последствия аварии гидротехнического сооружения до предела, эквивалентного 50 тысячам минимальных размеров оплаты труда.

Страховые премии, уплачиваемые эксплуатирующими организациями при страховании гражданской ответственности за вред, причиненный третьим лицам от аварии гидротехнических сооружений, относятся на себестоимость продукции, работ в соответствии с действующими нормативно правовыми актами.

Страховой тариф представляет собой ставку страховой премии с единицы страховой суммы и устанавливается в Законе для обязательной формы страхования и в правилах страховой организации - для добровольной формы. При определении размера страхового тарифа на один год действия договора страхования принимаются во внимание следующие факторы:

аварийность гидротехнических сооружений, количество аварий произошедших на гидротехнических сооружениях соответствующего класса за определенный период времени (обычно 10 - 15 лет);

возможный размер причиненного вреда, который может быть определен (оценен) по одной из методик, например МЧС или специально разработанной;

общегосударственная политика в области регулирования тарифов на продукцию естественных монополий (электроэнергия и т.п.);

экономическая привлекательность этого вида страхования для страховых организаций.

Учитывая значительную величину размера возможного ущерба от аварии гидротехнического сооружения, относительную редкость крупных (катастрофических) аварий на гидротехнических сооружениях, ограниченность финансовых ресурсов у страховых компаний (емкость страхового рынка), а также принципы государственного регулирования тарифов на продукцию естественных монополий, определение страховых тарифов (размеров страховой премии) осуществляется, как правило, на основе метода полезности. Для этого осуществляется построение соответствующей целевой функции полезности и производится расчет оптимальных значений тарифа.

При страховании конкретных гидротехнических сооружений страховщик может произвести коррекцию тарифа как в сторону его увеличения, так и в сторону уменьшения в зависимости от реального технического состояния гидротехнического сооружения. Техническое состояние устанавливается на основе декларации безопасности гидротехнического сооружения.

Для предотвращения крупных убытков страховая организация может предложить эксплуатирующей организации провести мероприятия по повышению надежности эксплуатации гидротехнического сооружения. Такие мероприятия оплачиваются страховой организацией из формируемого ею резерва (фонда) предупредительных мероприятий. Резервы предупредительных мероприятий могут формироваться страховщиками в размере не более 15% (на сегодняшний день принимаемая Департаментом страхового надзора Российской Федерации) от уплачиваемых страхователями страховых премий в соответствии с согласованной страхователем, страховщиком и федеральным органом государственного надзора за безопасностью гидротехнических сооружений, выдавшего разрешение (лицензию) на право эксплуатации гидротехнического сооружения, программой по оценке технического состояния и обеспечению безопасности гидротехнических сооружений, а также работ по предотвращению аварий гидротехнических сооружений.

Права и обязанности сторон в договоре страхования гражданской ответственности эксплуатирующей организации установлены законодательством Российской Федерации.

Однако порядок урегулирования претензий при причинении ущерба определяется в договоре страхования. Обычно применяют три формы урегулирования претензий: судебную, досудебную и внесудебную.

При судебной форме урегулирования страховщик выплачивает страховое возмещение пострадавшим только на основании решения суда, вступившего в законную силу.

При досудебном урегулировании страховщик выплачивает страховое возмещение, если пострадавший обратился с иском к эксплуатирующей организации в суд. В этом случае страховая организация производит урегулирование убытков на основании искового заявления, не доводя дело до суда.

При внесудебном урегулировании страховая организация выплачивает страховое возмещение по заявлениям страхователя (эксплуатирующей организации) и пострадавших, без их обращения в суд.

Примерный перечень необходимых документов приводится ниже.

Страховая выплата осуществляется страховщиком в соответствии с договором страхования ответственности за причинение вреда при эксплуатации гидротехнического сооружения и действующим законодательством на основании заявлений страхователя (застрахованного лица) и/или третьих лиц (потерпевших).

При обращении за выплатой страхового возмещения страховщику по его письменному запросу должны быть предоставлены следующие документы:

страхователем (застрахованным лицом)

описание аварии гидротехнического сооружения с указанием времени, места происшествия и характера причиненного вреда;

перечень действий страхователя (застрахованного лица) по уменьшению последствий аварии;

копии обращения страхователя (застрахованного лица) в местные компетентные органы и документов, выданных этими органами в подтверждение факта аварии гидротехнического сооружения;

копии требований к страхователю (застрахованному лицу) со стороны третьих лиц (пострадавших) о возмещении причиненного вреда, в том числе, копии исковых заявлений в суд и соответствующих решений суда, если спор рассматривался в судебном порядке, а также документы, подтверждающие произведенные страхователем (застрахованным лицом) расходы,

связанные с предварительным расследованием, проведением судебных процессов и урегулированием судебных исков;

физическими лицами (пострадавшими)

документ, удостоверяющий личность;

описание причиненного вреда, в том числе перечень погибшего или поврежденного имущества с описанием характера повреждений;

документы, свидетельствующие о причинении вреда здоровью потерпевшего, а в случае смерти потерпевшего лица - свидетельство о смерти, документы, подтверждающие право на получение компенсации вследствие смерти потерпевшего;

документы, подтверждающие принадлежность погибшего или поврежденного имущества потерпевшему;

копии требований к страхователю (застрахованному лицу) со стороны третьих лиц (пострадавших) о возмещении причиненного вреда, в том числе копии исковых заявлений в суд и соответствующих решений суда, если спор рассматривался в судебном порядке;

юридическими лицами (пострадавшими)

описание причиненного вреда, в том числе перечень погибшего или поврежденного имущества с описанием характера повреждений, подтверждающие причинно-следственную связь между аварией гидротехнического сооружения и причиненным вредом;

документы, подтверждающие принадлежность погибшего или поврежденного имущества пострадавшим;

копии требований к страхователю (застрахованному лицу) со стороны третьих лиц (пострадавших) о возмещении причиненного вреда, в том числе, копии исковых заявлений в суд и соответствующих решений суда, если спор рассматривался в судебном порядке;

Учитывая социальную значимость этого вида страхования, законом может быть установлена очередность в удовлетворение страховщиком заявлений о возмещении вреда в результате аварии гидротехнического сооружения:

в первую очередь удовлетворяются требования о возмещении вреда, причиненного жизни и здоровью физических лиц;

во вторую очередь возмещается вред, причиненный утратой или повреждением имущества физических лиц;

в третью очередь возмещается вред, причиненный утратой или повреждением имущества юридических лиц;

в четвертую очередь возмещается вред причиненный ок-

ружающей природной среде и затраты по расчистке территории;

в последнюю очередь возмещаются документально подтвержденные расходы, произведенные страхователем (застрахованным лицом) в целях уменьшения убытков, подлежащих возмещению страховщиком при страховом случае.

Следует также учитывать, что существуют ситуации, когда страховая организация может отказать в выплате страхового возмещения. Эти ситуации определены в правовых актах государства. Примерный перечень таких исключений приводится ниже.

Основаниями для отказа произвести страховую выплату по договору страхования ответственности за причинение вреда при эксплуатации гидротехнического сооружения являются:

умышленные действия третьих лиц (пострадавших), направленные на причинение им вреда при аварии гидротехнического сооружения;

получение третьим лицом (пострадавшим) соответствующего возмещения от лица, виновного в причинении вреда;

прекращение договора обязательного страхования ответственности за причинение вреда при эксплуатации гидротехнического сооружения в связи с исполнением страховщиком обязательств по договору в полном объеме (исчерпание лимита ответственности страховщика).

Такое решение принимается страховщиком и сообщается страхователю (застрахованному лицу) и третьим лицам (потерпевшим) в письменной форме с мотивированным обоснованием такого отказа в сроки, установленные законом или договором.

Отказ страховщика произвести страховую выплату может быть обжалован страхователем (застрахованным лицом) и/или третьими лицами (пострадавшими) в суд, арбитражный или третейские суды.

Все перечисленные в этой статье принципы были положены рабочей группой, созданной по приказу Минтопэнерго России, в основу разработки правовых актов, направленных на реализацию Закона Российской Федерации «О безопасности гидротехнических сооружений». Практическое осуществление страхования ответственности организаций, владеющих гидротехническими сооружениями и их эксплуатирующие, позволит обеспечить гарантии возме-

ния вреда пострадавшим от аварий гидротехнических сооружений не только за счет средств государства, но и с привлечением средств негосударственных страховых организаций.

ОБ ОЦЕНКЕ БЕЗОПАСНОСТИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

*Мгалобелов Ю.Б., доктор техн. наук
(АО «Институт Гидропроект»)*

В первом выпуске сборника «Безопасность энергетических сооружений», изданном АО НИИЭС, совершенно справедливо отмечается актуальность создания научно-технического и производственного журнала в связи со смещением центра тяжести с ввода новых мощностей к безопасной эксплуатации существующих объектов гидроэнергетического строительства. Первый и последующие выпуски сборника БЭС, по мнению авторов сборника, должны стать предтечей для отраслевого журнала «Безопасность энергетических сооружений». Научное обеспечение проблемы намечается осуществлять на основе отраслевой программы (ОП) «Безопасность энергетических сооружений».

Содержание первых пяти, по-видимому, программных статей в первом выпуске сборника и комментарии к проекту ОП наводят на мысль, что решение проблемы безопасности энергетических сооружений планируется в значительной степени осуществлять на основе анализа данных натурных наблюдений в соответствии с нормами, правилами и стандартами по вопросам безопасности сооружений, которые в настоящее время только разрабатываются. Предложенное направление решения проблемы представляется явно недостаточным.

Не следует ожидать, что только калиброванные на основе натурных исследований математические модели (какие бы совершенные они не были) позволят сформулировать полноценные критерии безопасности эксплуатируемых сооружений, поскольку, как правило, их состояния далеки от предельных, относительно которых была назначена степень надежности при проектировании.

Без проектной информации о степени устойчивости и прочности системы сооружение - основание, о характере напряженно-деформированного состояния, расчет-

ных нагрузок и воздействий, о прочностных и деформационных свойствах и т.д. - постановка проблемы контроля безопасности сооружений представляется неправомерной, несмотря на то, что эксплуатируемые в настоящее время сооружения были запроектированы достаточно давно и проектные критерии в большинстве случаев либо изменились, либо устарели.

Справедливости ради следует отметить, что Блинов И.Ф. и Царев А.И. в своей статье упоминают о «методике оперативной оценки состояния сооружений на основе прямого сравнения измеренных показателей с их критериальными значениями, определяемыми расчетами сооружений при их проектировании», но программные статьи этот тезис игнорируют. Добавим, что именно с «легкой» руки упомянутых авторов в нормативных документах используются термины «предельно допустимые и предельные показатели состояния сооружений», нелогичные с точки зрения русского языка (либо предельные, либо допустимые) и уводящие от терминологии и основных расчетных положений действующих СНиП [1-6].

Не оспаривая важности использования достижений математической теории надежности для гидроэнергетических сооружений, следует подчеркнуть необходимость создания корреляционных зависимостей между уровнями безопасности, заложенными в СНиП в детерминированной форме и предлагаемыми в вероятностной форме. Это позволит перекинуть «мостик» между проектными уровнями безопасности (не следует пренебрегать накопленным опытом проектирования, строительства и эксплуатации) и рассчитываемыми в процессе мониторинга.

Современные СНиП [1-6] ориентированы на проектирование сооружений по предельным состояниям, при этом в критериях безопасности фигурируют различного рода коэффициенты (надежности по классу сооружения γ_n , надежности по нагрузкам γ_f и материалам γ_m и γ_g , сочетаний нагрузок γ_c и условий работ γ_e) и параметры, не поддающиеся прямому измерению в натуре (обобщенные коэффициенты прочности $\gamma_{проч}$ и устойчивости $\gamma_{уст}$, силовые воздействия F и несущая способность R , длина зоны растяжения на контакте бетонной плиты с основанием и пр.), где

$$\gamma_{проч} = \gamma_n \gamma_c \gamma_m / \gamma_e, \quad \gamma_{уст} = \gamma_n \gamma_c \gamma_g / \gamma_e.$$

Корректировка СНиП по проектированию гидротехнических сооружений в части регламентации определения (по ходу

расчетных исследований) параметров, измеряемых в природе и соответствующих предельным состояниям, представляется совершенно необходимой и достаточно сложной задачей. Решение этой задачи должно занять достойное место в упомянутой выше ОП.

Считается, что переход в середине 70-х годов к расчетам гидротехнических сооружений по предельным состояниям явился шагом вперед.

С одной стороны, введение в критерии прочности и устойчивости пяти коэффициентов позволило оценивать их величины на основе теории вероятностей. В настоящее время коэффициенты сочетаний нагрузок γ_{ic} , надежности по нагрузкам γ_r , прочности материалов γ_m и γ_g определяются с учетом их вероятностной природы; оценка величины коэффициента надежности γ_n должна производиться с точки зрения ущерба от последствий предельного состояния сооружения — это дело будущего и будем надеяться не очень далекого. И только коэффициент условий работ γ_c остался рудиментарным коэффициентом незнания, который должен компенсировать несовершенство используемых методов статических и динамических расчетов, недостаточные представления о предельных состояниях первой группы и другие неучтенные факторы. Этим объясняется самый широкий диапазон изменения γ_c — от 0,45 до 2,40 [7], зависящий от типа сооружения и основания, вида и метода расчета. Кроме того, обезличенный коэффициент условий работ γ_c по идее должен содержать влияние на надежность сооружения флуктуаций человеческого интеллекта: изыскателей, проектировщиков, исследователей, строителей и эксплуатационников, которым, как известно, свойственно ошибаться. Ни одни же выбросы случайных функций времени и пространства явились причинами катастроф с плотинами Мальпассе (Франция, 1959г.), Вайонт (Италия, 1963г.) и других сооружений.

С другой стороны, в разных СНиП по проектированию различных сооружений нет единства в отнесении одних и тех же расчетов к предельным состояниям первой или второй группы (табл.1); применяемые в проектной практике методы расчетных исследований не позволяют адекватно воспроизводить физику явлений в системе сооружение — основание при достижении предельного состояния первой группы, физи-

ческая сущность предельных состояний второй группы в разных СНиП различна.

Согласно таблице 1 расчеты прочности бетонных плотин следует производить по предельным состояниям первой группы [2], при этом ограничивается напряжение в точке 1. Опыт эксплуатации бетонных плотин на скальных основаниях показывает, что бороться с растягивающими напряжениями на контакте с основанием и в самом основании не имеет смысла, поэтому в СНиП 2.06.06-85 [2] допускается расчет вторичной системы с последующей оценкой прочности сжатой зоны, но опять таки в точке 1. Чтобы избавить проектировщиков от расчета глубины раскрытия контакта и горизонтальных швов в теле плотины в СНиП лимитируется глубина растянутой зоны, но величина растягивающего напряжения при этом не ограничивается. И это единственное достижение в раскрытии тайны предельного состояния первой группы по прочности бетонных плотин, реализованное в СНиП [2].

Современные методы расчетных исследований позволяют получать решения с учетом раскрытия швов в бетонных плотинах и контакта их с основанием; известны упрощенные приемы определения глубины раскрытия контакта, например, изложенный способ в [8]. При этом раскрытие контакта должно ограничиваться дренажом, с тем чтобы не потерять возможность управления фильтрационным потоком в основании; последствия раскрытия контакта в зоне цементационной завесы следует проанализировать с точки зрения возможной повышенной фильтрации.

Заметим, что в СНиП 2.06.06-85 [2] неправильно регламентируется учет противодействия на контакте плотины с основанием при использовании в расчетах метода сопротивления материалов: предписывается противодействие учитывать в составе равнодействующей всех усилий, действующих на плотину, в то время как его нужно учитывать как поверхностную нагрузку, приложенную к подошве плотины и складывать с эпюрой напряжений [8]; расчеты показали, что во всех случаях, когда по СНиП получается сжатие на контакте плотины с основанием под верховой гранью, в действительности имеет место растяжение.

Таблица 1

| Тип сооружения, основания | П Р О В Е Р К И | | | | | | | | | |
|---------------------------------|----------------------------|-------------------------------|--|-----------------------------|---|-------------------------------------|-----------------------|----------------|--------------|--------------------------------|
| | Общей прочности сооружения | Общей устойчивости сооружения | Местной прочности элементов сооружения | Местной прочности основания | Фильтрационной прочности основания сооружения | Фильтрационной прочности сооружения | По образованию трещин | По деформациям | По смещениям | По раскрятию строительных швов |
| Плотины бетонные | I | I | I | II | - | II | II | II | - | II |
| Плотины из грунтовых материалов | - | I | - | - | I | - | - | - | - | - |
| Туннели гидротехнические | I | I | - | - | - | - | II | II | - | - |
| Подпорные стены, шлюзы | I | I | I | II | II | II | II | II | I, II | - |
| Подземные маззалы | - | I | I, II | I | I, II | - | II | I | II | - |
| Основания сооружений | - | I | I | II | I | - | II | - | I | - |

Таблица 2

| Тип сооружения, основания | | Расчеты прочности | | Примечание | Расчеты устойчивости |
|--|--|--------------------|---------------|---|--------------------------|
| | | По рас- тяжению | По сжатию | | |
| Наземные сооружения | Пло- тины Гравитационные и контрфорсные, (СНиП 2.06.06-85) | 1,81 | 1,88 | Расчеты общей прочности плотины по <i>первой</i> группе предельных состояний | 1,65 |
| | | 0,75 | 2,09 | | 2,09 |
| | Арочные (СНиП 2.06.06-85) | | | | |
| | Из грунтовых ма- териалов (СНиП 2.06.05-84) | | 1,25 | Расчеты фильтрационной прочности тела плоти- ны по <i>первой</i> группе предельных состояний | 1,56 |
| | Подпорные стены, су- ходолные шлюзы (СНиП 2.06.07-87) | | 1,25 | Расчеты по схеме предельного поворота по <i>первой</i> группе предельных состояний с использованием прочности основания на смятие | 1,56 |
| Основания гидротехнических соору- жений (СНиП 2.02.02-85) | | ≥ 1 | ≥ 1 | Расчеты местной прочности основания по <i>второй</i> группе предельных состояний. Допускается в некоторых областях предельное напряженное состояние | См. типы соору- жений |
| Подземные сооружения | Туннели (СНиП 2.06.09-84) | - | 1,70- 2,08 | Расчеты прочности сечений обделки по <i>первой</i> группе предельных состояний | Не проводятся |
| | | - | 1,70- 1,88 | | |
| | Подземные машинные залы ГЭС и ГАЭС (ВСН 34-72-019-89) | | ≥ 1,25 | Расчеты местной прочности вмещающего массива по <i>первой</i> группе предельных состояний | 1,56 |

Следует также подчеркнуть, что в действующих СНиП [1-6] регламентируются не одинаковые коэффициенты прочности для элементов системы сооружение-основание (табл.2), иными словами, система проектируется неравнопрочной. При внимательном анализе коэффициентов запаса по прочности можно сделать парадоксальный вывод: чем меньше мы знаем о природе материала и чем сложнее его структура (бетон, грунтовые материалы, породы основания), тем смелее в СНиП предписывается проектировать сооружения (табл.2).

Действительно, о бетоне [2], как искусственном материале, известно практически все с достаточной степенью достоверности и для сооружений из такого материала ни в одной точке не допускаются напряжения, превышающие $R_{bn}/\gamma_{проч}$, где $\gamma_{проч}=1,88-2,09$, R_{bn} - нормативная прочность бетона на сжатие. До потери несущей способности плотины, т.е. предельного состояния первой группы, дистанция огромная и она значительно больше, чем $\gamma_{проч}$. Грунтовые материалы являются природными, но они проходят специальную подготовку и укладываются в тело плотины из местных материалов по определенной технологии [4]; для них предельное состояние первой группы связывается с превышением критического градиента напора в точке, но коэффициент прочности $\gamma_{проч}$ меньше и равен 1,25. Основания сооружений [3], так же как и скальные массивы, вмещающие подземные выработки, являются продуктом геологических процессов, сложных и длительных, в связи с чем наши представления о них значительно более скудные, нежели о бетоне или грунтовом материале. и тем не менее в основаниях допускается в некоторых областях (размеры которых не ограничиваются) предельное напряженное состояние с $\gamma_{проч}=1$.

Перечисленные недостатки СНиП совершенно не означают, что решение проблемы оценки безопасности сооружений при эксплуатации следует искать в отрыве от проектной практики, без учета уровней безопасности, заложенных в сооружения при их проектировании. При этом следует подчеркнуть важность и необходимость совершенствования СНиП на основе анализа работы сооружений по данным мониторинга.

Очевидно, что актуально существенное улучшение наших представлений о предельных состояниях, в особенности первой группы, достигаемых по прочности системой сооружение-основание, о физике явлений, предшествующих переходу системы в предельное состояние. Необходи-

димо привести в соответствие и коэффициенты прочности сооружения и его основания как элементов единой системы. Для решения указанных задач целесообразно предусмотреть в ОП проведение специальных исследований и анализ имеющихся материалов по разрушениям гидротехнических сооружений. Ценную информацию в этом отношении должен дать анализ данных натуральных наблюдений с точки зрения соответствия состояния системы сооружение - основание проектным представлениям и критериям безопасности.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.06.01-86. Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования. М.: Госстрой СССР. 1987.
2. СНиП 2.06.06-85. Плотины бетонные и железобетонные. М.: Госстрой СССР. 1986.
3. СНиП 2.02.02-85. Основания гидротехнических сооружений. М.: Госстрой СССР. 1986.
4. СНиП 2.06.05-84. Плотины из грунтовых материалов. М.: Госстрой СССР. 1985.
5. СНиП 2.06.07-87. Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. М.: Госстрой СССР. 1987.
6. СНиП 2.06.09-84. Туннели гидротехнические. М.: Госстрой СССР. 1985.
7. Васильев А. Б., Мгалобелов Ю.Б. О нормировании безопасности гидротехнических сооружений при проектировании. //Гидротехническое строительство. 1995. №1.
8. Мгалобелов Ю.Б. Об учете противодавления в расчетах бетонных плотин на скальных основаниях. //Гидротехническое строительство 1998. №2

ОБ ОПЫТЕ ДЕКЛАРИРОВАНИЯ БЕЗОПАСНОСТИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Иващенко И.Н., кандидат техн. наук (АО НИИЭС)

Анализ статистики аварий и повреждений гидросооружений, в том числе таких, при проектировании, строительстве и эксплуатации которых использованы современные методы, свидетельствует о практической невозможности достижения абсолютной безопасности [1]. Вероятность аварии порядка 0,0001-0,00001 допускают современные, в том числе отечественные, нормы.

Таким образом, объективно существует риск аварии связанный с возведением и эксплуатацией гидротехниче

ских сооружений. Риск аварии подлежит оценке, анализу и регулированию путем применения как технических, так и организационных мероприятий. Концепция безопасности гидротехнических сооружений включает теоретические положения, а также практические методы решения задач контроля, оценки (анализа) и регулирования безопасности.

В соответствии с положениями Федерального закона «О безопасности гидротехнических сооружений» декларация безопасности гидротехнического сооружения является документом, в котором обосновывается соответствие уровня безопасности гидротехнического сооружения требованиям нормативных документов и, в случае необходимости, определяются меры по обеспечению безопасности.

В настоящее время в энергетической отрасли действует «Временный порядок декларирования безопасности эксплуатируемых гидротехнических сооружений гидравлических и тепловых электростанций», утвержденный приказом Минтопэнерго России и МЧС России от 31.12.97г. № 461/792.

Представление декларации является необходимым условием для получения разрешения на ввод в эксплуатацию сооружений, на эксплуатацию гидротехнических сооружений и их реконструкцию, капитальный ремонт, восстановление, консервацию или ликвидацию, а также для получения лицензии на осуществление деятельности по эксплуатации гидротехнических сооружений. Разрешение на ввод в эксплуатацию и на эксплуатацию гидротехнических сооружений выдается Главгосэнергонадзором России с учетом заключения МЧС России о готовности эксплуатирующей организации к предупреждению и ликвидации чрезвычайных ситуаций.

В соответствии с требованиями указанных нормативных документов при разработке декларации основное внимание должно быть уделено всестороннему и полному выявлению опасностей и сценариев аварий и повреждений, количественной оценке риска аварий эксплуатируемых гидротехнических сооружений, а также планированию мер по предупреждению повреждений и аварий. При этом требования к детальности анализа возможных опасностей и риска аварий должны формулироваться в зависимости от ответственности гидротехнических сооружений, безопасность которых декларируется.

Оценка риска в декларации должна быть основана на результатах контроля и анализа факторов безопасности, наиболее существенных для данного сооружения, и условий его

эксплуатации. Под факторами безопасности понимаются количественные и качественные характеристики состояния сооружения, природных воздействий и ожидаемого ущерба от аварии или разрушения гидротехнических сооружений.

Наиболее существенные факторы безопасности, характеристика которых приводится в декларации безопасности, контролируются и оцениваются на основе информации о:

соответствии конструктивно-компоновочных решений и условий эксплуатации гидротехнических сооружений действующим нормам и правилам, современным методам расчетов и методам оценки состояния сооружений; нарушение указанного соответствия может быть следствием изменений, принятых в проекте конструктивно-компоновочных решений, положений норм, методов расчета и методов оценки состояния сооружений, условий их эксплуатации, а также следствием ошибок, допущенных в процессе строительства и эксплуатации;

возможности превышения принятых в проекте расчетных уровней природных воздействий из-за переоценки водопрпускной способности сооружений напорного фронта, изменения оценок уровня возможных сейсмических воздействий, оценок селевой и оползневой опасности (в том числе опасности обрушения береговых склонов в водохранилище), изменения оценок уровня неблагоприятных климатических воздействий;

изменении расчетных значений механических и фильтрационных характеристик материалов сооружений и конструкций, а также свойств пород оснований из-за изменения методов определения их характеристик, обнаруженных дефектов конструкций и основания, изменения гидрогеологического режима, эффектов «старения»;

соответствии критериям безопасности показателей состояния эксплуатируемых сооружений, контролируемых средствами измерений, а также оцениваемых на экспертной основе (в том числе контролируемых визуально);

имевшихся отклонениях от проектных условий эксплуатации из-за нарушения регламентированных режимов работы технических устройств и оборудования, в том числе ошибок в управлении режимами работы водосбросных и водопрпускных сооружений и низкой надежности затворов и их подъемно-транспортного и электрического оборудования;

неудовлетворительной организации контроля за состоянием сооружений и низкого качества технического обслу-

живания и ремонтов;

недостаточной квалификации персонала, недостатке нормативно-методических и инструктивных материалов, неудовлетворительном ведении технической документации;

изменении проектных оценок возможного ущерба от аварии сооружений вследствие возросшего уровня хозяйственного освоения зоны возможного затопления при пропуске расходов малой обеспеченности и при образовании волны прорыва.

Как известно, информация о большинстве из перечисленных факторов безопасности носит качественный характер и, как правило, не может быть представлена в виде, необходимом для последующих оценок риска аварии методами классической теории надежности. Применительно к задаче вероятностного представления количественных факторов безопасности эксплуатируемых гидросооружений также, как правило, возникают сложности при формировании необходимых представительных и однородных статистических выборок.

Поэтому целесообразно, наряду с вероятностными методами, использовать для оценки риска аварии (уровня безопасности) также и иные подходы, достаточно апробированные в практике [2-4] и позволяющие учесть влияние как количественных, так и качественных факторов. Следует отметить при этом, что процедура формализованной оценки риска аварии (уровня безопасности) гидротехнического сооружения должна рассматриваться как элемент анализа, совершенно необходимый для последующей выработки комплекса мер по обеспечению безопасности.

В настоящее время из примерно 60 гидротехнических сооружений, подлежащих декларированию в 1998 г. в соответствии с упомянутым приказом Минтопэнерго России и МЧС России № 461/792, более половины сооружений прошли или завершают процедуру декларирования. Составлены декларации безопасности для гидротехнических сооружений таких крупных объектов энергетики, как Иркутская, Братская, Усть-Илимская ГЭС, Загорская ГАЭС и ряд других.

Накопленный опыт декларирования позволяет сделать ряд выводов. В целом оправдал себя регламентированный приказом Минтопэнерго России и МЧС России № 461/792 «Временный порядок декларирования безопасности эксплуатируемых гидротехнических сооружений гидравлических и тепловых электростанций». Объем информации, содержащийся в декларациях безопасности, позволяет дать объективную оценку состояния

эксплуатируемых гидротехнических сооружений и наметить меры по обеспечению их безопасности.

В то же время ряд первоначально разработанных энергетическими предприятиями деклараций имеют некоторые общие недостатки:

формальный подход к составлению декларации безопасности, описательный («беллетристический») стиль представления материала, отсутствие четкой структуры представляемой информации;

отсутствие или формальное и неполное описание опасностей, возможных сценариев аварий, отсутствие или неполное, чисто формальное представление блок-схем аварий;

отсутствие содержательных оценок риска аварии как в вероятностной, так и в детерминистической постановке;

отсутствие или низкое качество и неполная номенклатура критериев безопасности;

отсутствие утверждения критериев безопасности Главгосэнергонадзором России, необходимого в соответствии с требованиями Федерального закона «О безопасности гидротехнических сооружений»;

описание рекомендуемых мероприятий по обеспечению безопасности без указания их приоритетности и без непосредственной логической связи с результатами предшествующего анализа и оценки уровня безопасности сооружений;

крайне низкое качество плана противоаварийных мероприятий (отсутствие результатов расчетов волн прорыва, оценок возможных последствий аварий, зонирования затапливаемой территории в нижнем бьефе, порядка функционирования и ввода в действие системы предупреждения).

Кроме того, нередко отсутствуют материалы, предусмотренные «Временным порядком» и необходимые для проведения экспертизы:

характеристика принятых проектных решений и оценка их соответствия действующим нормативным документам;

характеристика реализованных в процессе строительства конструктивных и технологических решений и их соответствия проекту и нормам;

характеристика повреждений и аварийных ситуаций на элементах комплекса, имевших место в период строительства и временной эксплуатации;

акты последних обследований;

протоколы комиссий, рассматривавших вопросы безопасности сооружений;

результаты анализа данных натуральных наблюдений и обследований за последние годы;

результаты математического моделирования напряженно-деформированного состояния подпорных сооружений (при статических и динамических воздействиях) с использованием современных методов расчета и др.

В настоящее время с учетом накопленного опыта декларирования безопасности гидротехнических сооружений на основе «Временного порядка» разработан и утвержден постановлением Правительства Российской Федерации порядок декларирования и экспертизы безопасности гидротехнических сооружений.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ивашенко И.Н. Инженерная оценка надежности грунтовых плотин. М.: Энергоатомиздат. 1993.

2. Кини Р.Л., Райфа Х. Принятие решений при многих критериях предпочтения и замещения. М.: Радио и связь. 1981.

3. Kumamoto H., Henley E. J. Probabilistic Risk Assessment and Management for Engineers and Scientists. New York. IEEE Press: 1996.

4. Findlay J., Aikman I. Experience of Failure Mode, Effect and Criticality Analysis on UK Hydro Power Schemes. //Proc. 3rd Int. Conf. HYDROPOWER '97. Rotterdam. Balkema. 1997.

РИСКИ ОТКАЗОВ БЕТОННЫХ ПЛОТИН

*Калустян Э.С., доктор техн. наук
(АО «Институт Гидропроект»)*

Около 40 тысяч высоких плотин, эксплуатируемых в настоящее время в мире, из которых почти 39 тысяч возведены в текущем столетии, являются лучшим подтверждением полезности гидротехники для цивилизации, - при этом 7000км^3 речного стока, зарегулированного с их помощью, используется для орошения 270млн.га земель, выработки 17% всей потребляемой в мире электроэнергии, обеспечения потребности в технической и питьевой воде.

Вместе с тем, создание водохранилищных плотин, как и других инженерных сооружений, влечёт за собой создание различного рода рисков, вероятных по своей природе, из которых наиболее известными по негативным последствиям являются социальные, конструктивные, гидрологические, геодинамические и

другие риски. Для оценки фактического значения рисков, влияющих на общество и окружающую среду, решающее значение всегда имели фактические случаи отказов, банк данных по которым постоянно пополняется новыми случаями.

На территории Российской Федерации эксплуатируется около 3000 водохранилищ объемом каждое 1млн.м³ и более и, как показал анализ катастрофических разрушений Киселёвской в 1993г. и Тирлянской в 1994г. плотин, изучение закономерностей риска и их регулирование актуально.

Обеспечение надёжности и безопасности всегда было главным условием возведения плотин. Для выявления реального состояния выполнения этих требований воспользуемся данными статистики аварий.

Надёжность плотин и их конструктивный риск. На рис.1 приведено распределение аварий различных типов плотин при увеличении их числа с 1,2 тысяч в начале текущего столетия до 40 тысяч в настоящее время. По этим данным риск аварий всех типов плотин, превышавший в период 20-30-х гг. 10%, к 1971-80гг. снизился в 2 раза. Для бетонных плотин аналогичное снижение риска отказов на 1981-90гг. составляет примерно 5 раз. Риск разрушения плотин всех типов, достигавший в 20-30-е гг. 4%, в 1971-1980гг, снизился примерно до 0,7%. Риск разрушения бетонных плотин притом снизился почти в 30 раз (с 3% в 1911-20гг. до 0,1% в 1981-90гг.). Для бетонных плотин на скальном основании, в частности, ежегодная величина риска составляет $0,34 \times 10^{-4}$ по разрушению и $0,45 \times 10^{-3}$ по повреждению.

Оценка надёжности и риска в вероятностной постановке требует рассмотрения одинаковых по реакции на воздействия типов сооружений, одним из которых являются различные типы бетонных плотин, общее количество которых достигло в настоящее время 7000, в т. ч. в Российской Федерации - 55.

На рис.2 приведена модель различных внешних (L) и внутренних (R) факторов для системы сооружение - внешняя среда при отказах и их вклад по многофакторной методике [7], а также подсчитанный нами для тех же условий вклад воздействий и сопротивляемости, рассматриваемых как одна совокупность (использовано также в последнем бюллетене СИГБ по авариям плотин [3]). Данные многофакторного анализа свидетельствуют, что 78% аварий связаны с функционированием системы при расчётных нагрузках (L.1), а такие факторы воздействий как гидрологи-

ческий (L.2), геодинамический (L.3) и другие (L.4) риски составляют 14; 4 и 4% отказов соответственно. Практическое значение представляют наиболее опасные сочетания воздействий и реакции сооружения, т.е. модели риска. В таблице даны ранжированные годовые значения рисков для приведенных на рис.1 факторов воздействий и реакций сооружения (в столбцах - вклад воздействий, в строках - вклад сопротивляемости). Величина годового риска для различных моделей изменяется на два порядка от 0.21×10^{-3} до 0.94×10^{-5} . Наиболее характерными моделями рисков для различных воздействий по полученным данным можно считать конструктивный риск (L.1). Вклад этого фактора составляет 78% от общего числа отказов.

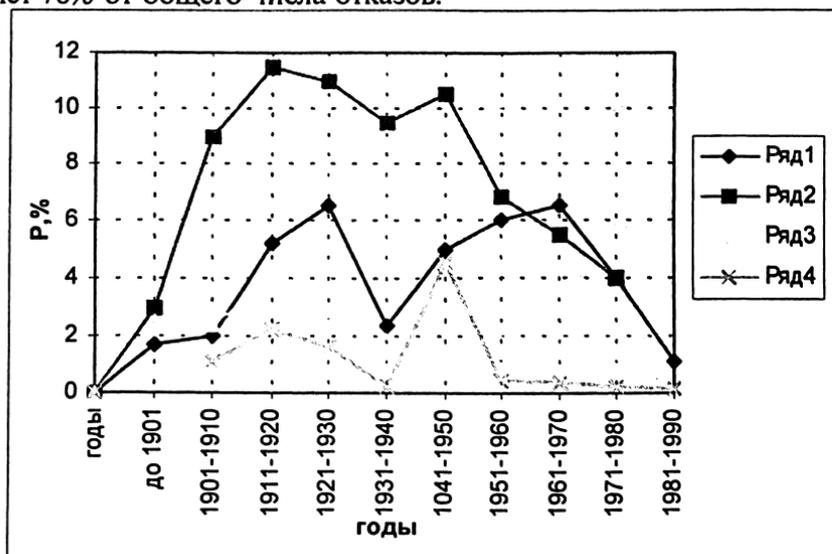


Рис.1. Распределение отказов по 10-летним периодам.

1-риск разрушения и повреждения бетонных плотин; 2-риск разрушения и повреждения всех типов плотин; 3-риск разрушения всех типов плотин; 4-риск разрушения бетонных плотин ($P=n/N$, где N - число сооружений, n - число отказов).

Наиболее характерными моделями в этой группе являются чрезмерная проницаемость (L.1,R.1-60% отказов в группе), деформационная неоднородность (L.1,R.2-23 % отказов в группе) и т.п.

Для современных высоких бетонных плотин на скальном основании одной из наиболее характерных моделей для сценария L.1,R.2 является трещинообразование в основании (24% случаев), вызванное превышением прочности на растяжение

скального массива. Подобное трещинообразование фиксируется как правило при напорах на плотину более 100м. Ранее прочность на растяжение в расчётах устойчивости плотин принималась до 1МПа, однако после аварии плотины Сен Френсис в США в 1928г. -не учитывается, при этом противодействие прикладывается по всей поверхности подошвы плотины, как в области растяжения, так и сжатия. Вместе с тем исследования показывают, что различные скальные массивы обладают прочностью на растяжение, причём цементация приводит к повышению этого показателя. При действии нагрузок сжатия выше 0,5МПа как правило происходит резкое снижение фильтрационных расходов, при этом противодействие на контакте бетонный штамп - скальный массив не фиксировалось [8, 10].

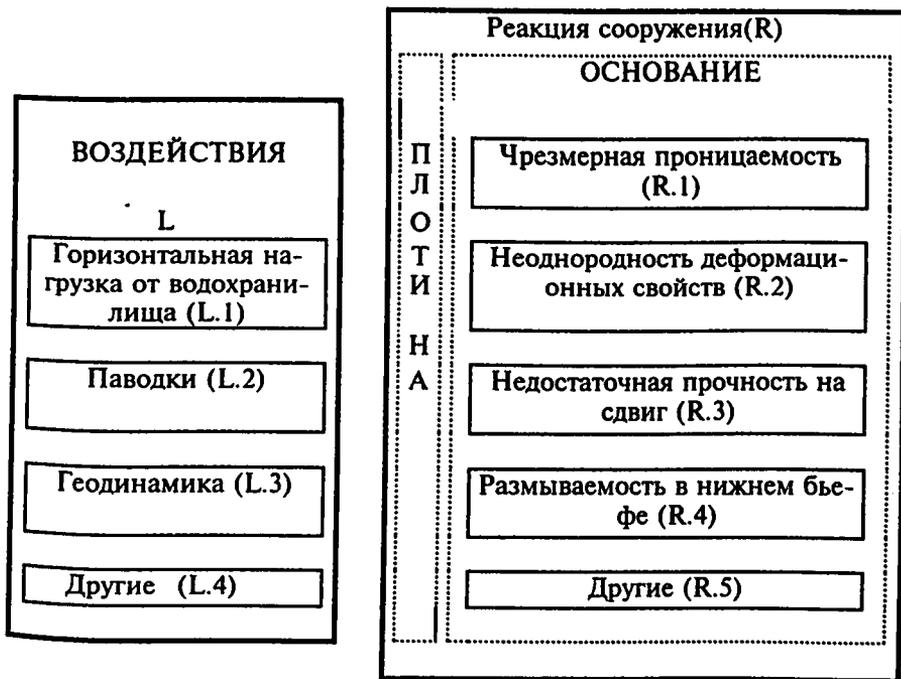
Таблица

Риск реализованных отказов бетонных плотин на скальном основании

| Реакция (R) | Внешние воздействия (L) | | | | |
|--|---------------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| | Эксплуатация на начальном этапе (L.1) | Паводки (L.2) | Землетрясения (L.3) | Другие (L.4) | Всего |
| Чрезмерная проницаемость (R.1) | $0,21 \times 10^{-3}$ | $0,11 \times 10^{-5}$ | $0,38 \times 10^{-5}$ | $0,38 \times 10^{-5}$ | $0,23 \times 10^{-3}$ |
| Деформационная неоднородность (R.2) | $0,79 \times 10^{-4}$ | $0,38 \times 10^{-5}$ | $0,57 \times 10^{-5}$ | $0,38 \times 10^{-5}$ | $0,92 \times 10^{-4}$ |
| Недостаточная прочность на сдвиг (R.3) | $0,45 \times 10^{-4}$ | $0,57 \times 10^{-5}$ | $0,75 \times 10^{-5}$ | $0,94 \times 10^{-5}$ | $0,68 \times 10^{-4}$ |
| Размываемость в нижнем бьефе (R.4) | $0,13 \times 10^{-4}$ | $0,43 \times 10^{-4}$ | 0 | $0,19 \times 10^{-5}$ | $0,58 \times 10^{-4}$ |
| Другие (R.5) | $0,57 \times 10^{-5}$ | 0 | $0,19 \times 10^{-5}$ | 0 | $0,75 \times 10^{-5}$ |
| Всего: | $0,35 \times 10^{-3}$ | $0,64 \times 10^{-4}$ | $0,19 \times 10^{-4}$ | $0,19 \times 10^{-4}$ | $0,45 \times 10^{-3}$ |

Большинство возводимых в мире бетонных плотин имеет высоту в пределах 100м; затраты на дополнительное резервирование этого фактора для любых типов скальных массивов составляют около 20% стоимости плотины без снижения реального риска. Поэтому учёт реальных физических процессов взаимодействия фильтрационного потока в скальном массиве и

прочности на растяжение представляется важным. Отметим, что при недавней реконструкции плотины Рузвельт в США прочность на прямое растяжение между скалой и бетоном принята 0.41МПа [5]. Вместе с тем, в докладе Европейской рабочей группы по противодействию рекомендациям по учёту этого показателя и способах его определения отсутствуют [4].



**ВКЛАД В ОТКАЗЫ
МЕТОДИКА**

| Многофакторная | Однофакторная |
|----------------|------------------|
| L.1 - 0,78 | L.1 - 0,39 |
| L.2 - 0,14 | R.1 - 0,25 |
| L.3 - 0,04 | R.2 - 0,10 |
| L.4 - 0,04 | L.2 - 0,07 |
| R.1 - 0,50 | R.3 - 0,07 |
| R.2 - 0,20 | R.4 - 0,07 |
| R.3 - 0,15 | L.4, R.5 - 0,03 |
| R.4 - 0,14 | L.3 - 0,02 |
| R.5 - 0,02 | Сумма R+L = 1,00 |
| Сумма R=1,00 | |

Рис.2. Модель надежности основания скальной плотины.

Гидрологический риск (L.2). Наиболее характерной моделью отказа для этого фактора является размыв основания в ниж-

нем бьёфе (L.2, R.4-65% случаев в группе). Задача изучения всех факторов, влияющих на величину максимального расхода паводка не теряет актуальность и в настоящее время, о чём свидетельствует катастрофа на плотине Мачху II, где определенный на основании 90-летнего ряда наблюдений расход паводка оказался превзойденным в 4.7 раза.

В России к изучению закономерностей речного стока обратились ещё в 1882г., после катастрофы в Кукуевском овраге вблизи г.Тула, когда в результате недостаточной водопрпускной способности трубы под железнодорожным полотном его размыло, что привело к крушению поезда с многочисленными человеческими жертвами. В 30-е годы в СССР для определения максимальных паводковых расходов было использовано трехпараметрическое гамма-распределение, а допустимая вероятность отказа от этого фактора на особо крупных гидроузлах принята не более 10^{-4} событий в год. Аварий сооружений, построенных с использованием этого критерия в СССР, насколько известно, отмечено не было.

Геодинамический риск (L.3) реализуется в сценариях недостаточной прочности на сдвиг (L.3, R.3-39% отказов в группе), трещинообразовании (L.3, R.2-30% отказов). Характерной реакцией при геодинамических, в т.ч. сейсмических воздействиях являются: трещинообразование, значительные колебания пьезометрических уровней воды в основании, кратковременное возрастание фильтрационных расходов. При проектировании учёту этого фактора после аварии плотины Шеффилд в Калифорнии в 1926г. придается все большее значение поскольку такие события продолжают фиксироваться. Так, после катастрофического землетрясения Хуогенкен Намбу в Японии (M 7,2) в 1955г., в радиусе 50км от эпицентра, на ряде из 50 обследованных плотин были зафиксированы повреждения. Фактические значения ускорений в ряде случаев превысили величины, принятые в проектах, что вызвало проведение дополнительных исследований сейсмостойкости и разработку мер по усилению плотин.

Нынешний интерес к сейсмическому риску на территории бывшего СССР вызван, в частности, последствиями катастрофических Спитакского (1988г., M 6.9, погибло 25 тыс. человек) и Сахалинского (1995г., M 7.2-7.6, погибло 1995 человек в г. Нефтегорске) землетрясений. Учитывая высокий социальный риск при разрушении плотин, влияние геодинамических воздействий на плотины, в т.ч. при землетря-

сениях, требует дальнейшего изучения. Так, на грунтовой плотине Артик высотой 18м на реке Манташ в Армении, расположенной в 50км от эпицентра, Спитакского землетрясения была зафиксирована трещина на гребне. В течении года за трещиной велись наблюдения, после чего она была залечена и сооружение до 1995г. находилось в эксплуатации. В 1995г., когда в водохранилище впервые был достигнут наивысший уровень воды, плотина разрушилась вследствие фильтрации. Считается [4], что землетрясение усилило нарушения в теле плотины и тем самым способствовало увеличению фильтрации в основании и по его контакту с плотинной.

"Другие" риски (L.4) наиболее характерны для модели недостаточной прочности на сдвиг (L.4, R.3-50% случаев в группе).

Случаи реализованных рисков в практике плотиностроения отмечены в работах [1-4,6,7,11].

Рассмотренные модели характеризуют риски в среднем для мирового плотиностроения, для которых кроме фактора L.1 существенное значение играет географическое расположение сооружения.

Модель риска для конкретной плотины определяется действующими нагрузками, строением и свойствами основания. Реализация той или иной модели определяется изученностью выбранного створа, квалификацией и опытом проектировщика. При возрастании социального риска требуется более детальное изучение возможных сценариев риска.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ageing of dams and remedial measures Trans. XVII ICOLD. Congr. Q.65. Vol. 2. Austria. 1991.
2. Ageing of dams and appurtenant works. Bulletin 93. ICOLD. Paris. 1994.
3. Dam failures statistical analysis. Bulletin 99. ICOLD. Paris. 1995.
4. Dam safety. Barcelona. Balkema. 1998.
5. Dollar D., et all. Theodore Roosevelt dam modification. Trans. XVIII ICOLD. Congr. Q.70. R.36. Vol. III. 1994.
6. Incidents and failures of dams. Trans. XIX ICOLD. Congr. Q.75. Italy. 1997
7. Калустян Э.С. Разрушения и повреждения бетонных плотин на скальных основаниях. М.-С-П. 1997.
8. Kalustian E.S., Gaziev E.G. The influence of compression and tensile loads on water permeability on rock foundations. Proc. of the Int. Workshop on rock foundation. Tokyo. 1995.
9. Kalustian E.S. Failures risk of concrete dams on rock foundations. Proc. Dam Safety. Vol.1. Balkema. 1998.

10. Способ определения фильтрационных характеристик скального основания гидротехнического сооружения. Патент RU 2021588. Бюллетень изобретений. № 19. 1994.

11. Transaction XIX ICOLD. Congr. Vol. 1,2,3,5. Italy. 1997.

АНАЛИЗ РИСКА И ДЕКЛАРИРОВАНИЕ БЕЗОПАСНОСТИ ЗОЛОШЛАКООТВАЛОВ

*Беллендир Е.Н., кандидат техн. наук,
Сольский С.В., кандидат техн. наук,
Пантелеев В.Г., доктор техн. наук,
Никитина Н.Я., инженер
(ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева»)*

Современные намывные золошлакоотвалы (НЗШО) представляют собой, как правило, сложный комплекс гидротехнических сооружений (ГТС), представление декларации безопасности которых регламентировано Законом "О безопасности гидротехнических сооружений". Однако разработка декларации безопасности НЗШО вызывает ряд серьезных затруднений, связанных в первую очередь со спецификой "жизненного цикла" золошлакоотвалов и их аварийного воздействия.

НЗШО относятся к специализированным гидротехническим сооружениям с напорным фронтом, предназначенным для накопления и/или хранения отходов (для НЗШО - это отходы сжигания топлива ТЭС). Основной особенностью, отличающей НЗШО от грунтовых плотин и дамб традиционного назначения, является сложный и переменный во времени физико-механический и химический состав накапливаемых отходов, используемых при этом в дамбах наращивания. Аварии НЗШО сопровождаются выбросами массы техногенного селя из золошлаков и воды системы гидрозолоудаления, наносящими серьезный экологический ущерб. Наращивание НЗШО в высоту в процессе эксплуатации, отношение к золошлакоотвалам как к свалкам отходов, а не как к ответственным ГТС, недостатки и ошибки изысканий, проектирования, строительства и эксплуатации, недостаточность или даже отсутствие системы КИА увеличивают аварийность НЗШО почти на порядок по сравнению с грунтовыми плотинами [1]. При этом расследование причин возникновения и развития аварий, имевших место на отечественных золошлакоотвалах, проводится далеко не всегда и обычно не сопровождается оценкой социально-экономического и,

тем более, экологического ущерба.

Нормативно-методическая база декларирования безопасности ГТС также явно недостаточна для золошлакоотвалов. Как показывает опыт разработки в ОАО "ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева" деклараций безопасности (ДБ) ряда ГРЭС ОАО "Свердловэнерго", имеющих в своем составе НЗШО, максимальную трудность представляет раздел ДБ "Анализ безопасности сооружения", особенно анализ и количественная оценка риска аварии и чрезвычайных ситуаций (ЧС), возможных на конкретном золошлакоотвале. Это связано не только с необходимостью учета разнородной по характеру и полноте исходной информации о конструкции НЗШО, условиях размещения и эксплуатации, но и с отсутствием методики формализованной оценки уровня безопасности гидротехнических сооружений, а также системы критериев приемлемого риска аварий на них.

В настоящее время имеется два подхода к нормированию сложных природно-технических систем (ПТС); к которым в полной мере относятся гидротехнические сооружения и золошлакоотвалы, в частности [2,3]. Первый подход базируется на разделении ПТС на классы в зависимости от их ответственности и регламентации в пределах каждого класса определенных требований по безопасности обеспечиваемых системой нормативных коэффициентов (по нагрузкам, материалам и грунтам, ответственности, условиям работы, сочетаниям нагрузок и воздействий). Второй подход устанавливает допустимую (приемлемую) величину риска как вероятности иного, связанного с аварией нежелательного события. Формальные количественные связи между риском, с одной стороны, и вероятностными характеристиками расчетных величин и значениями нормативных коэффициентов метода предельных состояний, применение которого при расчетах ГТС на надежность регламентируется действующими в РФ нормами [4], с другой стороны, позволяют оценить нормативную безопасность* ГТС по критериям риска. В работе [3] предложена оценка двух уровней нормативного риска, допускаемого на гидросооружении - верхней границы риска R_{sup} , определяемой только классом объекта, и нижней R_{inf} , которая может быть достигнута для данного ГТС за счет других параметров. В таблице 1 приведены результаты таких оценок для плотин

*Нормативная безопасность ГТС - их априорная способность не подвергаться авариям, связанным с прочностью и устойчивостью конструкций, сооружений и оснований [3].

из грунтовых материалов - ГТС, максимально близких к намывным золошлакоотвалам по конструктивным, прочностным и фильтрационным характеристикам

Значения $\{R_{inf}, R_{sup}\}$ можно рассматривать как границы интервалов значений приемлемого риска аварий НЗШО соответствующих классов во всяком случае до разработки и утверждения отечественной системы критериев приемлемого риска для ГТС.

Таблица 1

Допускаемые нормами обобщенный риск реализации предельных состояний первой группы для плотин из грунтовых материалов, 1/год [3]

| Класс сооружений | Период временной эксплуатации | | Период постоянной эксплуатации | |
|------------------|-------------------------------|-------------------|--------------------------------|-------------------|
| | R_{sup} | R_{inf} | R_{sup} | R_{inf} |
| I | 10^{-4} | $7 \cdot 10^{-5}$ | $5 \cdot 10^{-5}$ | $3 \cdot 10^{-5}$ |
| II | 10^{-3} | $8 \cdot 10^{-4}$ | $5 \cdot 10^{-4}$ | $4 \cdot 10^{-4}$ |
| III | $7 \cdot 10^{-3}$ | $5 \cdot 10^{-3}$ | $4 \cdot 10^{-3}$ | $3 \cdot 10^{-3}$ |
| IV | $1,2 \cdot 10^{-2}$ | $9 \cdot 10^{-3}$ | $6 \cdot 10^{-3}$ | $5 \cdot 10^{-3}$ |

Анализ риска в классической постановке [11] должен дать ответы на три вопроса:

что плохого может произойти? (идентификация опасностей);

с какой частотой (вероятностью) это может случаться? (оценка частоты возможных аварий и ЧС);

какие последствия при этом могут быть в социальной, экономической и экологической сфере? (оценка последствий возможных аварий и ЧС).

При анализе опасностей и риска сложных технических систем используется три различных метода:

графоаналитический, в рамках которого идентифицируются причинно-следственные связи возникновения и развития аварий ПТС, оцениваются частоты реализации нежелательных инцидентов и их последствия;

статистический, позволяющий оценить частоту и уровень последствий прогнозируемых аварий на ПТС по апостериорным данным об авариях, отказах и неполадках, имевших место на объектах-аналогах;

экспертный, дающий возможность оценить риск аварии путем мнений специалистов-экспертов в данной области знаний.

В настоящее время оценка уровня безопасности и риска аварий ГТС выполняется, как правило, экспертным путем, имеющим, однако, ряд недостатков, к которым в первую оче-

редь относятся трудности оценки субъективности мнений специалистов различных областей, опыта и квалификации.

Один из подходов к формализованной экспертизе заложен в основу методики [5], в рамках которой комплексная оценка уровня безопасности эксплуатируемых ГТС осуществляется путем ранжирования качественных и количественных значений отдельных (частных) факторов безопасности и оценки их влияния на уровень безопасности сооружения в целом.

Использование статистических методов для анализа риска аварии ГТС весьма затруднительно ввиду исключительного разнообразия конструкций сооружений, условий их размещения, строительства и эксплуатации, а также фрагментарности данных о причинах и последствиях имевших место инцидентов. Однако имеющиеся литературные данные [6-8] могут быть полезны для получения приближенных оценок, а также проверки результатов количественных оценок риска, выполненных экспертными или графоаналитическими методами.

Примером сочетания экспертного и статистического методов является комплексный подход, реализованный в методике R. Fell (Австралия) [9] расчета вероятности отказа грунтовых плотин при нормальных условиях эксплуатации с учетом их конструкции, свойств грунтов тела и основания, наличия и качества фильтрационных устройств; методика носит очень приближенный характер и включает ряд допущений, основанных на личном опыте ее автора, однако позволяет количественно оценить факторы устойчивости откосов плотины и ее основания и определить вероятности отказа плотины по каждой из этих трех основных причин. На фоне несомненных достоинств методики R. Fell, к которым относятся и ее оперативность, нельзя не отметить ее недостатки - прежде всего очень приблизительный графический метод определения вероятностей отказов плотины по основным причинам и высокая чувствительность результатов оценки к изменению значений отдельных факторов, влияющих на устойчивость плотины и фильтрационную прочность ее тела и основания. Тем не менее работа [9] может служить основой для разработки методики расчетов вероятностей отказов грунтовых плотин с учетом отечественной специфики, их проектирования, строительства и эксплуатации.

Консервативные оценки риска аварий ГТС приняты в настоящее время в ряде зарубежных стран. Так, во Франции при оценке последствий для населения возможных отказов плотин используется приближенная формула:

$$P = \frac{1}{10^{(1+3)Q/Q_{10000}}}, \quad (1)$$

где P - годовая вероятность отказа ГТС при переливе через гребень;

Q_t - пиковый расход, достаточный при разрушении плотины, m^3/c ;

Q_{10000} - пиковый расход при 10000 - летнем паводке, причем величины Q_t и Q_{10000} выбираются для конкретного сооружения, исходя из его типа, площади водосбора, уровня превышения гребня плотины над НПУ и региональных особенностей [F. Lemperiere, 10].

В таблице 2 приведены значения пиковых расходов, соответствующие случаю мгновенного разрушения плотин, используемые во Франции, Португалии и Канаде для консервативных оценок риска разрушения [R. Martins & Teresa Viseu, 10]**

Значения пиковых расходов в таблице 2 определялись по формулам:

$$\text{Bureau of Reclamation: } Q = 1 \cdot H^{1,85}; \quad (2)$$

$$\text{Hagen: } Q = 1,2 \cdot (HV)^{0,48}; \quad (3)$$

$$\text{Lemperiere: } Q = H^{0,5} \cdot (H^2 + V^{0,5}). \quad (4)$$

Таблица 2

Пиковые расходы в случае разрушения ГТС в зависимости от гидравлической глубины и емкости водохранилища

| Н, м V, м ³ | 2,5 30 000 | 5 50 000 | 15 100 000 |
|--------------------------------|---------------|-------------|---------------|
| Bureau of Reclamation, 1983 | 104 | 373 | 2848 |
| Hagen, 1982 | 263 | 468 | 1106 |
| Lemperiere, 1986 | 284 | 556 | 2096 |

Различия в формулах (2) - (4) и данных таблицы 2 наглядно демонстрируют приближенный характер оценок расходов, возможных при катастрофическом разрушении плотин, однако такие оценки могут быть очень полезны при анализе масштабов и характеристик ущерба от прогнозируемых аварий и ЧС.

** Авторы выражают благодарность С.А. Старковой за квалифицированный перевод зарубежных публикаций

Моделирование последствий прорыва грунтовых плотин при различных сценариях аварий сегодня также занимает большое место в отечественных и зарубежных публикациях по проблеме безопасности ГТС (см., например, работы [13,14]). В работе К. Kast & А. Bieberstein (Germany) [10] дается классификация имеющихся моделей процесса образования и развития прорана в грунтовой плотине, принципиально отличающихся по способу расчёта расхода через проран. Особое внимание уделено моделям, учитывающим развитие прорана во времени вследствие эрозии тела плотины. Несомненна актуальность разработки отечественной методики инженерной оценки последствий аварий ГТС, позволяющей давать адекватные прогнозы временных и энергетических показателей затопления в зоне аварийного воздействия ГТС и золошлакоотвалов в частности. Без этого оценка риска аварий и ЧС на гидротехнических сооружениях в части прогнозирования последствий может быть только качественной, что затруднит разработку эффективных мер по повышению уровня их безопасности.

Наиболее перспективным для целей управления безопасностью ГТС представляются бурно развивающиеся в настоящее время за рубежом и лишь начинающие привлекать внимание специалистов в России графоаналитические методы анализа и оценки опасностей (риска), базирующиеся на вероятностном подходе.

Несомненным достоинством этих методов является их комплексный характер, позволяющий дополнить графы причинно-следственных связей отказов элементов и оборудования ГТС с возможным катастрофическим разрушением сооружения ("деревья отказов" и "деревья событий") статистическими и/или экспертными оценками практически на любой стадии анализа риска.

Примером реализации вероятностного подхода к возможному разрушению дамб является работа [12], в которой предложена процедура анализа и количественной оценки риска аварии сооружения на базе построения обобщенного "дерева отказов", отражающего специфику возникновения аварийных процессов на хвостохранилищах (объектах, аналогичных по целому ряду характеристик золошлакоотвалам), и "дерева событий" для развития аварии в теле хвостохранилища и за его пределами. Оценка риска при этом включает расчет вероятностей (частот) реализации каждого сценария возникновения и развития аварии, расчеты габаритов зоны распространения "языка" техногенного селя для различ-

ной геометрии возможного прорана в ограждающих дамбы и оценку приемлемости риска аварий на хвостохранилище в социальном и экономическом выражении. Следует особо отметить, что предложенные в [12] графы и алгоритм количественной оценки риска могут быть адаптированы к особенностям конкретных сооружений, в том числе к золошлакоотвалам, однако, необходимо учитывать специфику “жизненного цикла” отечественных НЗШО, о которой шла речь в начале нашей статьи.

Для выполнения и частичной (на данном этапе работы) формализации процедуры оценки риска намывных золошлакоотвалов в ОАО “ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева” разработана блок-схема анализа вероятных сценариев возникновения и развития аварий и ЧС на НЗШО, представленная на рис. 1 и 2. Блок-схема состоит из двух частей, отражающих две основные группы источников опасности на ГТС - природные и техногенные воздействия [1, 15]. Детализация основных сценариев аварий, возможных на конкретном НЗШО, может выполняться по предлагаемой блок-схеме с учетом особенностей его типа, конструкции, условий размещения, проектирования, строительства и эксплуатации. Несомненным достоинством блок-схемы является возможность восстановления практически всех логических последовательностей событий, приводящих к авариям НЗШО или являющихся их следствием.

Практика разработки в ОАО “ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева” деклараций безопасности золошлакоотвалов показывает, что квалифицированные анализ и оценка риска возможны только при формировании перечня основных сценариев возникновения и развития нежелательных инцидентов с учетом специфики конкретного объекта, а также социально-экономических и природно-климатических особенностей зоны его размещения и возможного аварийного воздействия. Перечень основных сценариев аварий дает основу для построения “деревьев отказов” для каждого из идентифицированных отказов на базе реального состава элементов и оборудования НЗШО, срока его эксплуатации и квалификации персонала и “деревьев событий”, отражающих возможные варианты развития аварийных процессов с учетом систем оповещения и локализации, имеющих на декларируемом сооружении.

Расчёты вероятности (частоты) реализации каждого из возможных декларируемых НЗШО инцидентов, идентифицированных с помощью предлагаемой блок-схемы, могут выполняться на основе “деревьев отказов” и “деревьев событий” с привлечением статистических и паспортных данных об отказах

элементов оборудования, а также экспертных оценок.

1. Стихийные воздействия

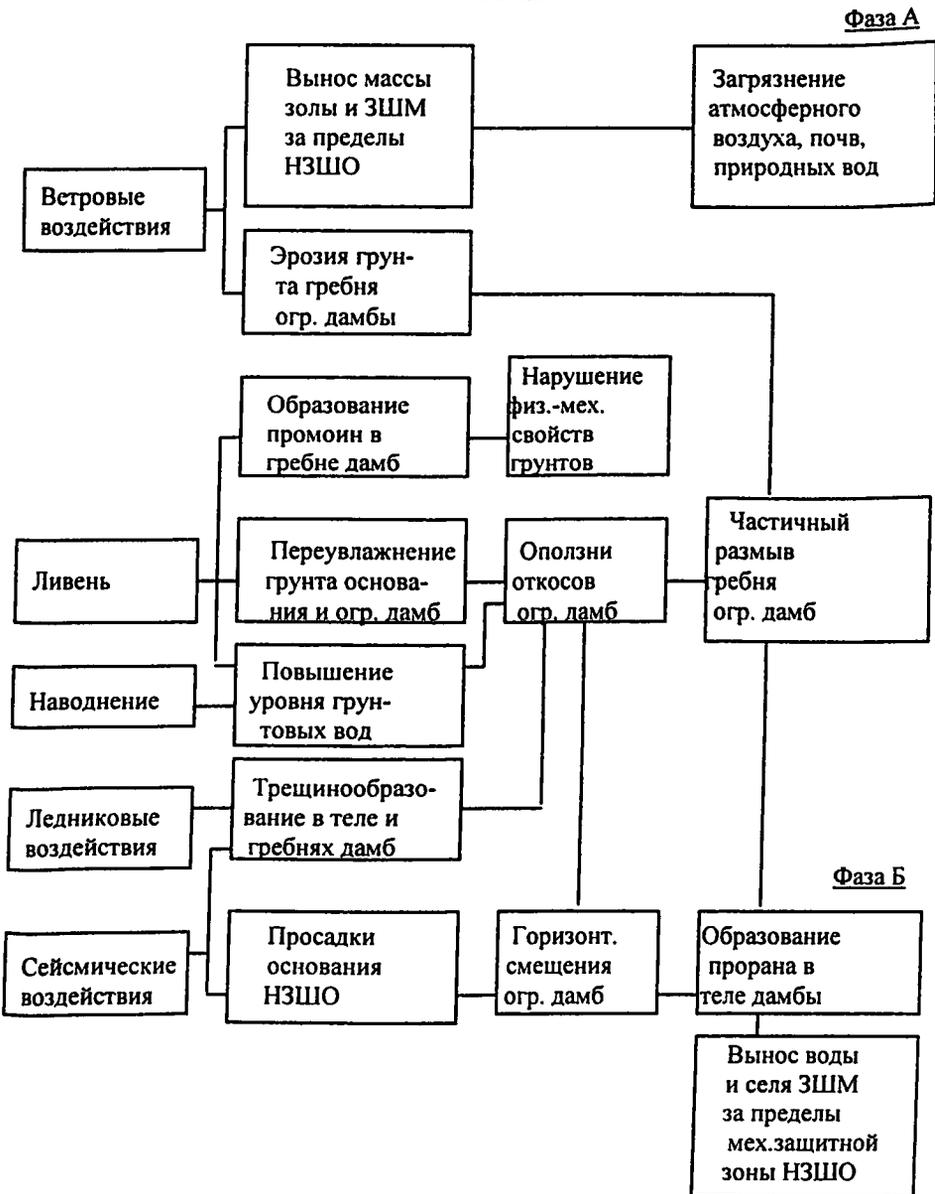


Рис. 1. Блок-схема анализа вероятных сценариев возникновения и развития аварий и ЧС на намывных золошлакоотвалах

2. ТЕХНОГЕННЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ И НАГРУЗКИ

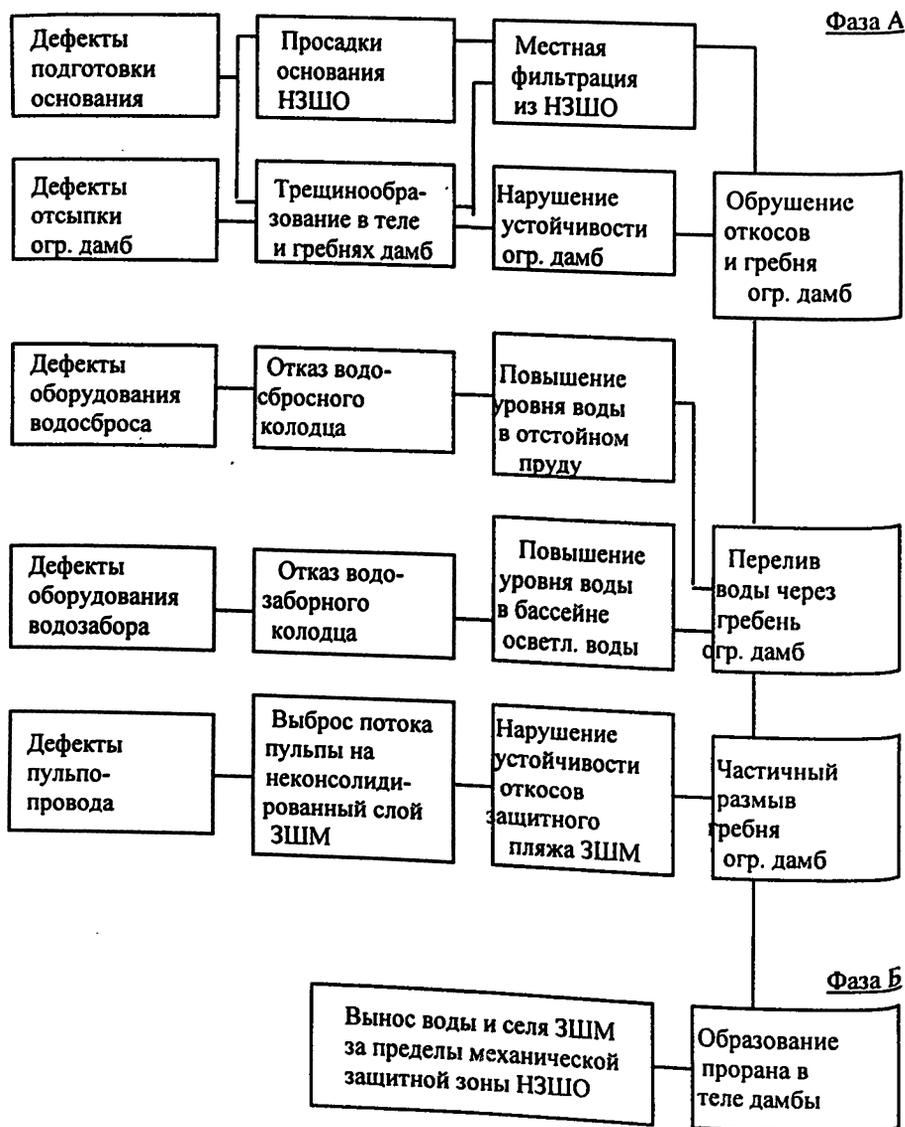


Рис. 2. Блок схема вероятных сценариев возникновения и развития аварий и ЧС на намывных золошлакоотвалах.

Для оценки последствий аварий и ЧС на намывных золошлакоотвалах необходимо учитывать, что при аварии за

пределы отвала выбрасывается не только масса воды, причем загрязненной, но и сель золошлаковых материалов, что существенно сказывается на аварийном воздействии НЗШО, особенно в экологическом аспекте [16].

Для обеспечения эффективной и отвечающей современной отечественной нормативной базе процедуры декларирования безопасности золошлакоотвалов и ГТС традиционного назначения в ОАО "ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева" в настоящее время разрабатывается методика анализа и количественной оценки риска аварий НЗШО с учетом особенностей их "жизненного цикла".

Методика включает основные этапы анализа риска, количественную оценку вероятностей реализации конкретных сценариев аварий на декларируемых объектах, расчеты габаритов и характеристик зоны аварийного воздействия техногенного селя золошлаковых материалов, оценку социального, экономического и экологического ущерба от аварий на намывных золошлакоотвалах.

Ввиду явного недостатка репрезентативных статистических данных об авариях, имевших место на отечественных НЗШО, а также сведений об отказах элементов оборудования, для расчетов вероятности аварий, возможных на золошлакоотвалах, в настоящее время привлекаются экспертные оценки, используемые также и при формировании исходных данных для расчетов зоны аварийного воздействия селя золошлаковых материалов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Беллендир Е.Н., Сольский С.В., Никитина Н.Я. Анализ вероятных сценариев возникновения и развития аварий и ЧС на золошлакоотвалах ТЭЦ РАО "ЕЭС России". // Материалы совещания-семинара "Обеспечение безопасности сооружений тепловых электростанций (БС ТЭС-97)", Челябинск. 12-15 мая 1997 г.
2. Ивашинцов Д.А., Стефаншин Д.В., Векслер А.Б. Экологические и социально-демографические последствия гидротехнического строительства (проблемы безопасности и риска). // Гидротехническое строительство. 1993. № 12.
3. Стефаншин Д.В. Оценка нормативной безопасности плотин по критериям риска. // Гидротехническое строительство. 1997. №2
4. СНиП 2.06.01-86. Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования / Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР. 1989.
5. Золотов Л.А., Иващенко И.Н., Радкевич Д.Б. Оперативная ко-

личественная оценка уровня безопасности эксплуатируемых гидротехнических сооружений. // Гидротехническое строительство. 1997. №2.

6. Малаханов В.В. Техническая диагностика грунтовых плотин. М.: Энергоатомиздат. 1990.

7. Аварии, повреждения и ремонт гидротехнических сооружений в СССР. //Аннотированный библиографический указатель отечественной литературы за период 1930-1968 гг. Л.: ВНИИГ. 1981.

8. Обобщение данных статистического анализа аварий и инцидентов в аспекте надёжности плотин. / М.И. Гогоберидзе, Р.Г. Какауридзе, Ю.Н. Микашвили, Д.Ц. Мирцхулава // Сообщения АН Груз. ССР. 1977. №3.

9. Fell R. Estimating the probability of failure of embankment dams under normal operating conditions / Repair and Upgrading of Dams. Symposium in Stockholm. June 5-7. 1996.

10. Dams and Safety Management at Downstream Valleys. A.A. Balkema / Rotterdam / Brookfield / 1997.

11. Marshall V.C. Hazard... risk... which? Health and safety of work. London. March. 1981.

12. Probability approach of a flow failure occurring at a platinum tailings impoundment in Southern Africa // International Symposium on Safety and Rehabilitation of Tailings Dams. Sydney. 23 May 1990.

13. Школьников С.Я., Историк Б.Л., Прудовский А.М. Гидравлические аспекты прогноза условий прорыва напорного фронта гидрозлов. Безопасность энергетических сооружений. М.: ОАО НИИЭС. 1998 г. Вып. 1

14. Рогов А.Л. Действие ядерного взрыва на гидроузел и последствия его разрушения. //Физика ядерного взрыва. т. 2. Действие взрыва. М.: Наука. 1997.

15. Беллендир Е.Н., Сольский С.В., Никитина Н.Я. Основные сценарии возникновения и развития аварии и ЧС, анализ риска в обеспечении безопасности золошлакоотвалов. // Материалы совещания "Вопросы безопасности и декларирования безопасности ГТС в свете требований ФЗ "О безопасности ГТС". Спб.: ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 24-26 июня 1988.

16. Беллендир Е.Н., Сольский С.В., Никитина Н.Я. Основные сценарии возникновения и развития аварии и ЧС на гидротехнических сооружениях и подход к количественной оценке ущерба для расчета страховых сумм. //Материалы совещания "О независимой аудиторской и оценочной деятельности в области предупреждения и ликвидации ЧС, страхования ответственности за причинение вреда в случае аварии на опасном промышленном объекте. М.: 23-24 июля 1988.

ОЦЕНКА ЭКОНОМИЧЕСКОГО УЩЕРБА ОТ ЧРЕЗВЫЧАЙНЫХ СИТУАЦИЙ ПРИРОДНОГО И ТЕХНОГЕННОГО ХАРАКТЕРА: МЕТОДОЛОГИЧЕСКИЙ АСПЕКТ

*Авдоткин В.П., кандидат техн. наук,
Самсонов К.П., доктор экономич. наук (ВНИИ ГОЧС)*

Одной из наиболее актуальных проблем современного этапа общественного развития становится проблема обеспечения безопасности человека. Развитие производительных сил, усложнение технических средств и технологических процессов, используемых в хозяйственной деятельности общества, увеличение объемов природопользования и связанное с этим ухудшение экологической обстановки, концентрация технических систем и населения - все это постоянно увеличивает степень риска возникновения чрезвычайных ситуаций и повышает степень зависимости от них выживаемости человечества. В этих условиях целью безопасной жизнедеятельности является минимизирование опасности, общепринятым критерием которой является риск, определяемый совокупностью двух величин - вероятностью нежелательного события и вызываемым им ущербом.

Важно отметить, что проблема распределения имеющихся у общества ресурсов на снижение степени различного рода риска от чрезвычайных ситуаций (ЧС) природного и техногенного характера решалась в обществе главным образом методом проб и ошибок и контролировалась, в основном, законами рыночной экономики и практическим опытом лиц, принимающих решения. Однако сегодня возможности такого эмпирического подхода при принятии решений в области безопасности в значительной степени оказались исчерпанными. Проблема распределения имеющихся в обществе ресурсов, предназначенных для снижения различного вида рисков, требует использования научно обоснованных методов управления, позволяющих принимать решения на основе баланса выгоды и ущерба с учетом уровня социально-экономического развития общества.

Следствием этого является социальный заказ на концепцию, методологию и методы, позволяющие на научной основе принимать решения, реализация которых гарантировала бы безопасность общества, исключала бы ухудшение качества окружающей среды и деградацию всей социально-экономической общественной системы.

Значительные трудности имеются в разработке методик идентификации опасностей и количественной оценки связанного с ними возможного ущерба. Вероятно, вследствие этого решения в области обеспечения безопасности до последнего времени основывались не на методологической базе и концептуальных проработках, а в лучшем случае на мнении экспертов и практиков, на использовании разрозненных знаний в расстановке проблем по приоритетности и последовательности их решения.

Для своего решения проблема оценки возможного ущерба должна быть подкреплена:

развитием методологических основ исследований явлений и процессов в рассматриваемой сфере деятельности;

методологической базой построения идеологии научного познания;

разработкой методов практического и теоретического освоения действительности.

В настоящее время не накоплено достаточного опыта как по экономической оценке ущерба от ЧС природного и техногенного характера, так и по его возмещению физическим и юридическим лицам.

Использование зарубежного опыта, прежде всего американского и западноевропейского, представляется малопродуктивным в силу существенных различий России и этих стран в экономических возможностях, общественно-политической организации и конкретной обстановки.

Имеется определенный отечественный опыт. Ранее использовались две основные схемы возмещения ущерба:

через механизм обязательного и добровольного государственного страхования;

из средств госбюджета на основе нерегламентированных какими-либо законодательными актами решений партийно-правительственных органов.

В настоящее время в России предусмотрены ограниченные возможности возмещения ущерба от ЧС. При этом используются: резервный фонд Правительства РФ и другие статьи госбюджета; собственные средства и резервы предприятий; разнообразные негосударственные, коммерческие фонды добровольного страхования;

специальные государственные страховые фонды: фонд социального страхования, фонд медицинского страхования, другие фонды (пенсионный, занятости, дорожный и т.д.).

Все перечисленные фонды не образуют систему возмещения

(страхования) ущерба от ЧС, хотя и покрывают некоторые элементы этого ущерба.

Объем возмещения ущерба в первую очередь зависит от величины ущерба, определенного в стоимостном измерении - экономического ущерба. Эта величина является базовой для исчисления объема возмещения ущерба, который следует рассматривать как долю (процент) от величины экономического ущерба. В свою очередь, эта доля может зависеть от:

вида ЧС;

категории лица, претендующего на возмещение ущерба;

участия этого лица в формировании фонда возмещения;

реальной экономической ситуации (наличия средств в фонде возмещения) и других факторов.

Экономический ущерб от ЧС юридическим и физическим лицам - это стоимостная оценка ущерба, т.е. ущерба, определенного в денежном измерении.

Подходы и методы определения экономического ущерба практически не зависят от происхождения ЧС, будь то аварии на радиационно опасных объектах, аварии на химически опасных объектах, аварии на взрывоопасных объектах, наводнения, землетрясения, цунами, массовые пожары, и т.д.

В то же время, естественно, от вида ЧС зависят масштабы и конкретные физические параметры ущерба и затем, как следствие, объемы экономического ущерба и его внутренняя структура.

Для юридических и физических лиц может быть выделен:

прямой экономический ущерб, равный стоимости утраченного при ЧС имущества;

косвенный экономический ущерб, главными составляющими которого являются косвенный ущерб самого юридического или физического лица, упущенная им выгода в связи с прекращением или приостановкой деятельности, утрата нематериальных активов, не отраженных в бухгалтерской документации, утрата технической, экономической, научной документации, программно-математического обеспечения ЭВМ и т.д., потеря товарного вида, моральный ущерб и т.д., ущерб у смежников; народнохозяйственный ущерб.

Прямой экономический ущерб может быть определен для каждого юридического или физического лица исходя из данных экспертной оценки или инвентаризации результатов физического ущерба, нанесенного при ЧС. Для юридического лица экономическая оценка ущерба выполняется на основе данных бухгалтерского учета имущества этого юридического

лица. При этом основная трудность для получения достоверных результатов заключается не в выполнении этой оценки на основании данных бухгалтерского учета, а в использовании достаточно надежных и достоверных исходных данных о масштабах и структуре физического ущерба имуществу юридического лица.

Главное отличие физического лица от юридического при определении прямого экономического ущерба - отсутствие данных бухгалтерского учета и других официальных документов, позволяющих осуществить инвентаризацию потерь и достаточно однозначно рассчитать этот ущерб. Поэтому для физических лиц основу должны составлять экспертные оценки физического и экономического ущерба в результате ЧС.

Результаты определения (оценки) прямого экономического ущерба при ЧС юридического или физического лица являются необходимым условием и основанием для обращения в государственные органы или органы страхования для получения возмещения ущерба.

Косвенный экономический ущерб может быть оценен на основе данных о физическом и прямом экономическом ущербе, определенных с использованием прогностических моделей. Однако он, как правило, в отличие от прямого экономического ущерба, не поддается прямому расчету на основе документальных данных. Главной составляющей косвенного ущерба для самого юридического или физического лица является упущенная непосредственно им выгода в связи с прекращением или приостановкой деятельности вследствие ЧС. При этом юридическое лицо - предприятие лишается прибыли и возможности покрытия ранее сделанных затрат, кроме того несет потери, связанные с необходимостью ликвидации последствий ЧС на самом предприятии. Физическое лицо лишается источников доходов в результате полной или частичной потери трудоспособности или вынужденного прекращения трудовой (оплачиваемой) деятельности в связи с необходимостью ликвидации последствий ЧС.

Аналогичные проблемы имеют место в современной экономической ситуации: для юридических лиц - вынужденные остановки предприятий, для физических лиц - полное, частичное или временное высвобождение, приостановка выплаты заработной платы. Приостановка

производственной деятельности приводит и к другим формам упущенной выгоды, которые в индивидуальном порядке может оценить каждое юридическое или физическое лицо и включить в состав косвенного ущерба.

Определение таких составляющих косвенного ущерба, как утрата нематериальных активов, утрата технической, экономической, научной документации, программно-математического обеспечения ЭВМ, потеря товарного вида продукции, моральный ущерб и т.д., возможно лишь на основе весьма грубых и произвольных оценок.

Важной составляющей косвенного ущерба от ЧС является ущерб, наносимый предприятиям-смежникам по технологической цепочке, в первую очередь, поставщикам и потребителям продукции предприятия, получившего непосредственный ущерб от ЧС. Этот ущерб также может быть определен лишь оценочно.

Особенность отечественной промышленности такова, что прямой ущерб предприятиям при ЧС приводит к значительному косвенному ущербу в социально-бытовой сфере этих предприятий, поскольку в большинстве случаев крупные и средние предприятия базовых отраслей, таких как ТЭК, металлургия, оборонный комплекс, лесной комплекс и т.д., выполняют градообразующие функции по отношению к районам крупных городов, малым городам, поселкам.

Ущерб, наносимый при ЧС каждому предприятию, в большей или меньшей мере отражается на народно-хозяйственном уровне (на уровне территории, региона, России в целом). Однако роль предприятий разных отраслей существенно неодинакова. К наибольшему косвенному ущербу ведут ЧС на предприятиях энерго- и теплоснабжения, транспортных предприятиях, некоторых предприятиях продовольственного комплекса, обеспечивающих удовлетворение первостепенных потребностей населения. Целесообразна разработка классификационного перечня с выделением приоритетов, исходя из народнохозяйственных интересов разных уровней). Подобный косвенный ущерб может быть лишь грубо оценен и прокомментирован.

Итак, косвенный ущерб не поддается достаточно строгому расчету на основании документальных данных. Результаты оценки косвенного ущерба нужны для

обоснования необходимости возмещения прямого ущерба от ЧС и установления приоритетов (ранжирования) компенсационных выплат.

Основные сведения о размерах ущерба, причиненного промышленному предприятию, могут быть получены в результате экспертизы объема разрушений по отдельным объектам немедленно после окончания действия ЧС по данным инвентаризации. Инвентаризация - это подсчет в натуре имущества предприятия и выверка его обязательств. Проведение инвентаризации имущества и финансовых обязательств является обязательным в случае пожара, стихийных бедствий и других ЧС.

Суть подхода к оценке ущерба состоит в следующем:

оценка ущерба для юридических лиц должна осуществляться преимущественно на основе инвентаризации ущерба;

оценка ущерба для физических лиц должна осуществляться на основе экспертных оценок ущерба;

экспресс-оценка ущерба может осуществляться лишь на основе экспертных оценок ущерба.

Показатели оценки ущерба при ЧС и потребности в денежных средствах на ликвидацию последствий ЧС определяются органами исполнительной власти республик в составе РФ, краев, областей, автономных образований, городов Москвы и Санкт-Петербурга с участием представителей МЧС России. Для получения финансовых средств в МЧС России представляются следующие документы: смета потребности в денежных средствах на оказание помощи и ликвидацию ЧС и их последствий составляемая руководителем субъекта Федерации и руководителем финансового органа субъекта Федерации и согласованная с начальником регионального центра МЧС России; документы, подтверждающие факт ЧС (акты на каждый пострадавший объект, в которых указываются степень и характер разрушений, сумма нанесенного ущерба, смета на проведение первоочередных аварийно-восстановительных работ), справка Росгидромета, Госгортехнадзора России и т.д. основные сведения о материальном ущербе; протокол заседания Комиссии по ЧС; справки страховых организаций.

На местах основанием для получения возмещения ущерба являются документы, подтверждающие факт ЧС и основные

сведения о размерах причиненного ущерба в результате ЧС, которые подписываются руководителем предприятия, главным бухгалтером и руководителем страхового органа.

Подготовка и принятие решения по возмещению ущерба от ЧС требует оперативной обработки огромных массивов информации, особенно когда речь идет о крупных промышленных предприятиях.

Для преодоления этих трудностей представляется необходимым:

заблаговременно подготовить массивы информации, в первую очередь по основным объектам - возможным кандидатам на возмещение ущерба в ЧС;

разработать и опробовать методики расчета ущерба и размеров его возмещения, процедуры подготовки и принятия соответствующих решений.

Эта проблема может быть разрешена, если заблаговременно приступить к разработке и созданию на машинных носителях "Реестра предприятий и других объектов - возможных объектов ЧС".

Указанный Реестр позволил бы централизовать информацию в МЧС с целью принятия оперативных и обоснованных решений по выделению ресурсов пострадавшим в результате ЧС.

Практически речь идет о создании базы данных, реализованной на вычислительном комплексе (для хранения основного массива информации), для непосредственной обработки информации по объектам.

Для обработки информации на ПЭВМ могут быть рекомендованы известные программные средства - системы баз данных CLIPPER и CLARION.

Однако следует подчеркнуть, что проблема программно-математического обеспечения задач возмещения ущерба от ЧС является вторичной по отношению к методическому и организационному решению проблемы.

В заключение заметим, что безопасность любой деятельности должна рассматриваться не сама по себе, а с учетом всех экономических, социальных, экологических последствий ЧС природного и техногенного характера. Соответственно, решения, принимаемые в рамках этой деятельности, должны быть основаны на соотношениях между опасностями и выгодами от этой деятельности, учитывающими социальные предпочтения общества, его

экономические возможности и ограничения техногенных нагрузок на среду обитания, необходимые для сохранения ее для сегодняшних и будущих поколений. Недостаточное внимание к оценке возможных ущербов от ЧС или, тем более, пренебрежение к проблеме обеспечения безопасности экономическими методами ведет к тому, что решения в этой сфере деятельности будут определяться скорее представлениями о потенциальном риске для человека и окружающей природной среды от той или иной деятельности, чем сбалансированной оценкой выгод и опасностей этой деятельности. В результате отрицательным факторам от той или иной деятельности, которые могут привести к ущербу для человека и окружающей среды, уделяется значительно большее внимание, чем положительным факторам, приносящим выгоду обществу. Как следствие, решения, которые будут приниматься в этой области, окажутся гораздо менее результативными, чем это можно было бы ожидать.

О ПЕРЕБОЯХ ЭНЕРГООТДАЧИ ГИДРОЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ И СТРАХОВАНИИ ОТ ЭНЕРГЕТИЧЕСКОГО ДЕФИЦИТА

*Асарин А.Е., доктор техн. наук,
Бестужева К.Н., кандидат техн. наук
(АО «Институт Гидропроект»)*

На первый взгляд, может представиться, что данная статья не соответствует тематике настоящего сборника. Однако рассмотренные в ней вопросы надежности функционирования ГЭС, обеспечения бесперебойного энергоснабжения, страхования ответственности за выполнение функций, компенсация ущербов отражают дополнительные аспекты проблемы безопасной эксплуатации ГЭС.

Выработка электроэнергии гидроэлектростанциями (их каскадами и объединениями) непрерывно изменяется как по часам суток, дням недели, месяцам и сезонам, так и год от года. Если внутрисуточное, внутринедельное и внутригодовое распределение энергоотдачи ГЭС определяется в основном нуждами энергосистемы, то размах колебаний годовой энергоотдачи зависит от естественных колебаний водности рек и по-

лезного объема водохранилищ, т.е. от регулирующей способности отдельных водохранилищ и водохранилищ совместно работающих ГЭС.

Расчетная годовая выработка электроэнергии ГЭС изменяется существенно [2]. Так за пятидесятилетний расчетный период с 1930/1931 по 1979/1980гг. отношение максимальной годовой выработки электроэнергии к минимальной составляет в целом по ГЭС Северо-Запада 2,26, по ГЭС Центра, Средней Волги и Урала 2,11, по ГЭС Северного Кавказа 1,73 и по ГЭС Сибири и Дальнего Востока 1,77. По отдельным ГЭС эти колебания значительно больше, коэффициент неравномерности достигает, например, 4 на Северо-западе, 5 на Верхней Волге и 2,5 на Дальнем Востоке (Колымская ГЭС). К числу основных проектных водно-энергетических показателей ГЭС относятся, как известно, средняя многолетняя годовая выработка электроэнергии и гарантированная межлетняя (обычно зимняя) среднемесячная или среднесезонная мощность или месячная или сезонная выработка электроэнергии заданной обеспеченности. Кроме того, в проектах ГЭС, как правило, приводятся расчетные значения годовой выработки электроэнергии и среднемесячных мощностей ГЭС за многолетний ряд. При этом водно-энергетические расчеты выполняются по правилам, позволяющим обеспечивать гарантированную мощность с заданной надежностью: обычно в диапазоне от 75 до 95% по числу бесперебойных лет. Расчетная обеспеченность гарантированной мощности выбирается или принимается тем большей, чем больше роль ГЭС в энергосистеме. Так, для изолированно работающих ГЭС и каскадов, например Курейской и Усть-Хантайской ГЭС, практически полностью обеспечивающих электроснабжение важнейшего промрайона Сибири, расчетная обеспеченность гарантированной мощности была принята равной 95%, большинства ГЭС Северного Кавказа — 85%, ГЭС ОЭС Центра - 90%.

Особый интерес представляет вопрос об энергоотдаче ГЭС в крайне маловодные годы и периоды, т.е. за пределами расчетной обеспеченности, когда неизбежно уменьшение энергоотдачи против гарантированной, что и предусмотрено проектными диспетчерскими правилами регулирования стока. Допустимое снижение гарантированной мощности за пределами расчетной обеспеченности, предусмотренное проектами, изменяется от 20% (волжские ГЭС) до 50%

(Колымская ГЭС). При этом чем больше значение гарантированной мощности и соответственно меньше ее обеспеченность, тем больше и глубина перебоя в крайне маловодных условиях, т.е. недодача электроэнергии в течение месяца, сезона, года или иного периода. Так в самый маловодный за 110 лет наблюдений за стоком Волги 1921/1922 год расчетная суммарная выработка электроэнергии на ГЭС Волжско-Камского каскада, сумма полезных объемов водохранилищ которого составляет 1/3 среднего годового стока Волги в створе замыкающего каскад Волгоградского гидроузла, составляет всего 26 млрд.квт.ч при среднем значении 38 млрд.квт.ч и при годовой выработке 90%-ой обеспеченности 31 млрд.квт.ч. Снижение расчетной зимней мощности трех нижеволжских ГЭС по сравнению с гарантированной мощностью обеспеченностью 90% иллюстрируют данные таблицы 1.

Таблица 1

| ГЭС | Среднедекабрьская мощность, МВт | | | |
|---------------|---------------------------------|-----------------------|----------|---------|
| | 90% обеспеченность | Минимальная (1921 г.) | снижение | то же % |
| Волжская | 580 | 460 | 120 | 20 |
| Саратовская | 440 | 335 | 105 | 24 |
| Волгоградская | 770 | 720 | 50 | 6 |
| Суммарная | 1790 | 1515 | 275 | 15 |

Характеристика возможного снижения энергоотдачи трех ГЭС Ангарского каскада, где сумма полезных объемов водохранилищ, два из которых (Иркутское - оз. Байкал и Братское) могут вести многолетнее регулирование стока, равна среднему многолетнему стоку Ангары в створе Усть-Илимского гидроузла - нижней ступени каскада, приведена в таблице 2.

Снижение средней месячной мощности и, соответственно, суточной выработки электроэнергии уменьшает возможное число часов работы ГЭС полной мощностью в зимние сутки. В сочетании со снижением напора на ГЭС из-за глубокой сработки водохранилищ резко уменьшается возможность ГЭС в покрытии пиковой части суточного графика нагрузки энергосистемы.

Гарантированная отдача ангарских ГЭС определена в проектах с очень высокой надежностью, применительно к крайне маловодным условиям девятилетнего периода с 1922/1923 по 1929/30гг. Тем не менее, в процессе эксплуата-

ции ангарских ГЭС в конце маловодного периода, имевшего место в конце семидесятых - начале восьмидесятых годов, имели место существенные перебои гарантированной энергоотдачи.

Таблица 2

| ГЭС | Годовая выработка электроэнергии, млрд.квт.ч. | | | Среднедекабрьская мощность, МВт | | |
|---------------|---|-----------------------|-----------------------|---------------------------------|-----------------------|-----------------------|
| | расчетная | | фактическая за 1982г. | расчетная | | фактическая за 1982г. |
| | средняя много-летняя | 90%-ой обеспеченности | | 90%-ой обеспеченности | 95%-ой обеспеченности | |
| Иркутская | 4,0 | 3,7 | 2,8 | 450 | 340 | 350 |
| Братская | 22,5 | 20,3 | 14,4 | 2420 | 2370 | 1970 |
| Усть-Илимская | 21,2 | 19,7 | 14,3 | 2130 | 2130 | 1970 |
| Итого | 47,7 | 44,3 | 31,5 | 5000 | 4840 | 4290 |

Следует заметить, что столь значительное падение энергоотдачи ангарских ГЭС в 1982г. являлось результатом не только естественного маловодья на Ангаре в 1976-1982гг., но и нерационального режима работы каскада в годы, предшествовавшие этому маловодному периоду. Анализ ошибок в управлении водными ресурсами ГЭС дан в [3].

Из приведенных выше данных следует, что при планировании энергобаланса регионов и оценке надежности электроснабжения промышленности и населения необходимо учитывать неизбежность существенного снижения энергоотдачи ГЭС (по сравнению с гарантированной) в отдельные сезоны или годы. Это снижение может быть, предусмотрено в проектах ГЭС и соответствовать крайне маловодным условиям, выходящим за пределы расчетной обеспеченности (например, 90%) или быть нерегламентированным. К последним следует относить снижения энергоотдачи в связи с непроектным использованием водных ресурсов или наступлением маловодья более острого, чем рассмотрено в проекте.

Для смягчения или предотвращения дефицита электроэнергии и мощности и бесперебойного электроснабжения потребителей может быть предложено создание страховых энергетических фондов. Эти фонды должны формироваться из взносов ГЭС и их каскадов, страхующихся от дефицита электроэнергии, аналогично страхованию сельхозпроизводителей от засухи или недорода.

Размер страхового взноса может быть пропорционален, например, средней годовой выработке электроэнергии на ГЭС и должен учитывать как роль ГЭС в энергосистеме, так и зарегулированность стока водохранилищами.

Денежные средства, получаемые в виде страховых выплат в период перебоев энергоотдачи или до наступления перебоа, но при его очевидной неизбежности (исчерпание запаса воды в водохранилище и прогноз пониженной водности в ближайшие месяцы), могут использоваться для оплаты более дорогой электроэнергии из других энергосистем, вплоть до ее импорта из сопредельных стран. Возможно, что часть страховых сумм придется выплачивать электропотребителям, понесшим или несущим убытки от снижения размеров поставляемой мощности и электроэнергии против предусмотренных договорами между ГЭС (или каскадом ГЭС) и потребителями.

Сформулированные выше предложения являются лишь первым шагом на пути к цивилизованному предотвращению и смягчению последствий перебоев электроснабжения хозяйства и населения регионов с заметной долей мощности ГЭС в энергосистеме.

Многие принципиальные вопросы, связанные с реализацией этого предложения, не говоря о формализации отношений и взаимных обязательствах страхователя (специальные или общестраховые компании) и клиента (ГЭС) требуют специальной разработки.

ЛИТЕРАТУРА

1. Асарин А.Е., Бестужева К.Н. Водно-энергетические расчеты. М.: Энергоатомиздат. 1986.
2. Асарин А.Е., Бестужева К.Н. Колебания стока рек и энергоотдачи ГЭС России. // Гидротехническое строительство. 1997. №2.
3. Асарин А.Е., Грачева Л.В., Терман И.А. Об использовании электростанций в энергосистеме. // Гидротехническое строительство. 1984. №3.

ОБРАЗОВАНИЕ ПРОРАНА ПРИ ПРОРЫВЕ ЗЕМЛЯНОЙ ПЛОТИНЫ

Прудовский А.М., кандидат техн. наук (АО НИИЭС)

Возникновение искусственного паводка в нижнем бьефе подпорного сооружения является наиболее грозным последствием аварии на плотине, которое может привести к большим экономическим, экологическим и социальным последствиям и, главное, к человеческим жертвам. Прогноз возможных параметров таких паводков необходим при выборе размещения объектов в нижнем бьефе, разработке противопаводковых мероприятий, составлении плана действий в случае прорыва, страховании подпорных сооружений и т. д. Вместе с тем прогноз параметров прорывного паводка невозможен без оценки развития прорана в напорном фронте.

По сведениям Международной Комиссии по большим плотинам [1], 80% имевших место случаев прорыва плотин относится к земляным плотинам, причем основным фактором аварий на таких плотинах является перелив воды через гребень. В используемых до последнего времени методах оценки параметров волны прорыва в большинстве случаев [2] постулируется мгновенное образование прорана заданных размеров. Однако применительно к земляным плотинам такая модель явления нереалистична. В [3] указывается, что мгновенное образование прорана может рассматриваться только для бетонных сооружений, в случае арочных плотин рекомендуется принимать мгновенное разрушение всей плотины, а в случае гравитационных плотин - мгновенное обрушение их частей, вероятность повреждения которых максимальна. При рассмотрении прорыва земляных плотин следует учитывать характер процесса развития прорана.

В таблицах 1 и 2 приведены сведения об условиях и параметрах формирования проранов в земляных плотинах ряда гидроузлов. Эти данные, подвергнутые нами некоторой переработке, почерпнуты, главным образом, из [4] и значительно дополнены некоторыми сведениями.

Таблица 1. Характеристики земляных

| Название плотины | № плотины | Дата возведения | Дата разрушения | Высота плотины, м | Ширина по верху, м |
|------------------------|-----------|-----------------|-----------------|-------------------|--------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Apishapa | 1 | 1920 | 1933 | 34,0 | 5 |
| Artik | 2 | 1988 | 1994 | 18,0 | 6 |
| Baldwin Hills | 3 | 1951 | 1963 | 49,0 | 19 |
| Bengtao | 4 | 1952 | 1975 | 24,5 | - |
| Bullock Draw Dike | 5 | 1971 | 1971 | 6,0 | 4 |
| Cheaha Creek | 6 | 1970 | 1970 | 7,0 | 4 |
| Euclides da Cunha | 7 | 1958 | 1977 | 53,0 | - |
| Frankfurt | 8 | 1975 | 1977 | 10,0 | - |
| French Landing | 9 | 1925 | 1925 | 12,0 | 2 |
| Frenchman Creek | 10 | 1952 | 1952 | 13,0 | 6 |
| Goose Creek | 11 | 1903 | 1916 | 6,0 | 3 |
| Hatchtown | 12 | 1908 | 1914 | 19,0 | 6 |
| Hebron | 13 | 1913 | 1914 | 12,0 | 4 |
| Johnston City | 14 | 1921 | 1981 | 4,0 | 2 |
| Johnstown (South Fork) | 15 | 1853 | 1889 | 23,0 | 3 |
| Kelly Barnes | 16 | 1948 | 1977 | 12,0 | 6 |
| Lake Frances | 17 | 1899 | 1899 | 15,0 | 5 |
| Laurel Run | 18 | - | 1977 | 13,0 | - |
| Little Deer Creek | 19 | 1962 | 1963 | 26,0 | - |
| Lowel Two Medicine | 20 | 1913 | 1964 | 11,0 | - |
| Melville | 21 | 1907 | 1909 | 11,0 | 3 |
| North Branch Tributary | 22 | - | 1977 | - | - |
| Oros | 23 | 1960 | 1960 | 35,0 | - |
| Otto Run | 24 | - | 1977 | - | - |
| Rito Manzanares | 25 | - | 1975 | 7,0 | 4 |
| Salles Oliveira | 26 | 1966 | 1977 | 35,0 | - |
| Sandy Run | 27 | - | 1977 | 9,0 | - |
| Sheep Creek | 28 | 1969 | 1970 | 17,0 | 6 |
| Shimentan | 29 | 1953 | 1975 | 25,0 | - |
| South Fork Tributary | 30 | - | 1977 | - | - |
| Wheatland No.1 | 31 | 1893 | 1969 | 14,0 | 6 |
| Winston | 32 | 1904 | 1912 | 7,0 | 2 |
| Киселевская | 33 | 1978 | 1993 | 18,0 | 6 |
| Тирлянская | 34 | 1947 | 1994 | 9,9 | 6 |

плотин, подверженных прорыву

| Заложение откосов | | Емкость водохранилища $W_0, \text{м}^3 \times 10^6$ | Материал плотин | Причины разрушения |
|-------------------|------|--|-----------------|--------------------|
| верх. | низ. | | | |
| 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| 1:3 | 1:2 | 23,0 | Песчаная | Свищи |
| | | - | Земляная | Фильтрация |
| 1:2 | | 1,1 | Земляная | Фильтрация |
| - | - | 492,0 | Земляная | Свищи |
| 1:2 | 1:3 | 1,1 | Земляная | Свищи |
| 1:3 | | 0,069 | Зониров. | Перелив |
| - | - | 13,5 | Земляная | Перелив |
| - | - | 0,35 | Земляная | Фильтрация |
| 1:2 | | - | Земляная | Фильтрация |
| 1:3 | 1:2 | 20,0 | Земляная | Свищи |
| | | 11,0 | Земляная | Перелив |
| 1:2 | | 14,0 | Земляная | Фильтрация |
| 1:3 | | - | Земляная | Свищи |
| | | 0,57 | Земляная | Фильтрация |
| 1:2 | | 19,0 | Земл. с | Перелив |
| 1:1 | 1:1 | 0,50 | Земляная | Свищи |
| 1:3 | 1:2 | 0,86 | Земляная | Свищи |
| - | - | 0,38 | Земляная | Перелив |
| - | - | 1,72 | Земляная | Свищи |
| - | - | 19,8 | Земляная | Перелив |
| 1:3 | | - | Земл. с | Фильтрация |
| - | - | - | Земляная | - |
| - | - | 650,0 | Земляная | Перелив |
| - | - | - | Земляная | Перелив |
| | | 0,025 | Земляная | Перелив |
| - | - | 26,0 | Земляная | Перелив |
| - | - | 0,06 | Земляная | Перелив |
| 1:3 | 1:2 | 1,4 | Земляная | Перелив |
| - | - | 91,8 | Земляная | Перелив |
| - | - | - | Земляная | - |
| - | - | - | Земляная | Свищи |
| 1:1 | 1:1 | - | Земл. с камен. | Фильтрация |
| 1:2 | 1:2 | 32,0 | Земляная | Перелив |
| 1:2 | 1:2 | 5,0 | Суглинок | Перелив |

Таблица 2. Гидравлические и геометрические

| Название плотины | № плотины | Характеристики потока при прорыве | | | |
|----------------------------|-----------|--|---------------------------------------|--|---|
| | | Объем излива $W_{изл}$, $м^3 \times 10^6$ | Перепад уровней воды Δz_0 , м | Фактор формирования прорыва $W_{изл} \times \Delta z_0$, $м^3 \times м \times 10^6$ | Макс. расход излива Q_{max} , $м^3/с \times 10^3$ |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Apishapa | 1 | 22,0 | 28,0 | 616,0 | 6,8 |
| Artik | 2 | 1,5 | 18,0 | 27,0 | 0,3 |
| Baldwin Hills | 3 | 0,91 | 18,0 | 16,7 | 1,0-1,12 |
| Bengtao | 4 | 701,0 | 26,0 | 1822,0 | 78,0 |
| Bullock Draw Dike | 5 | 0,74 | 3,0 | 2,2 | - |
| Cheaha Creek | 6 | - | - | - | - |
| Euclides da Cunha | 7 | 58,0 | 58,0 | 34000,0 | - |
| Frankfurt | 8 | 0,35 | 8,0 | 2,9 | - |
| French Landing | 9 | 3,9 | 9,0 | 33,0 | 0,92 |
| Frenchman Creek | 10 | 16,0 | 11,0 | 174,0 | 1,4 |
| Goose Creek | 11 | 0,58 | 1,0 | 0,8 | 0,56 |
| Hatchtown | 12 | 16,8 | 16,0 | 266,0 | 3,0-6,9 |
| Hebron | 13 | - | 12,0 | - | - |
| Johnston City | 14 | 0,58 | 3,0 | 1,8 | - |
| Johnstown (South Fork Dam) | 15 | 20,0 | 22,0 | 421,0 | 5,6-8,4 |
| Kelly Barnes | 16 | 0,78 | 10,0 | 8,05 | 0,67 |
| Lake Frances | 17 | 0,79 | 12,0 | 9,6 | - |
| Laurel Run | 18 | 0,38 | 13,0 | 4,9 | 1,0 |
| Little Deer Creek | 19 | 1,2 | 17,0 | 21,0 | 1,3 |
| Lowel Two Medicine | 20 | 25,8 | 11,0 | 283,0 | 1,8 |
| Melville | 21 | 31,0 | 9,0 | 282,0 | - |
| North Branch Tributary | 22 | 0,02 | 5,0 | 0,122 | 0,03 |
| Oros | 23 | 650,0 | 35,0 | 22986,0 | 9,5-13,4 |
| Otto Run | 24 | 0,007 | 6,0 | 0,043 | 0,059 |
| Rito Manzanares | 25 | 0,025 | 5,0 | 0,113 | - |
| Salles Oliveira | 26 | 72,0 | 38,0 | 2749,0 | - |
| Sandy Run | 27 | 0,06 | 9,0 | 0,484 | 0,428 |
| Sheep Creek | 28 | 2,9 | 14,0 | 40,8 | - |
| Shimentan | 29 | 25,5 | 25,0 | 4258,0 | 30,0 |
| South Fork Tributary | 30 | 3,7 | 2,0 | 0,007 | 0,12 |
| Wheatland No.1 | 31 | 11,6 | 12,0 | 141,0 | - |
| Winston | 32 | 0,6 | 8,0 | 5,0 | - |
| Киселевская | 33 | -30,0 | 18,0 | 540,0 | - |
| Тирлянская | 34 | 6,7 | 10,0 | 67,0 | - |

характеристики проранов в земляных плотинах

| Характеристики прорана | | | | | | |
|------------------------|--|-------------------|------------------------|--|--|---|
| Форма прорана | Ширина прорана по верху B_{\max} , м | Глубина h_0 , м | Уклоны откосов прорана | Объем вынесенного материала $W_{\text{вын.}}$, $\text{м}^3 \times 10^3$ | Удельн. Объем тела плотины $\omega_{\text{уд.}}$, $\text{м}^3/$ | Максимум. время развития прорана T_{\max} , час |
| 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 |
| трап. | 98 | 30,5 | 6,7:1 и 2,9:1 | 223,0 | 2276 | 2,5 |
| прям. | 40 | 17,5 | - | 23,8 | 594 | - |
| треуг. | 23 | 27,6 | 2,4:1 и 2,4:1 | 22,0 | 956 | 1,3 |
| трап. | 372 | 26,5 | - | 560,0 | 1508 | - |
| трап. | 14 | 5,8 | 4,75:1 и 4,75:1 | 1,35 | 96 | - |
| трап. | - | - | - | 15,5 | - | 5,0-6,0 |
| трап. | - | 53,2 | - | 726,0 | 1370 | 7,3 |
| трап. | 9 | 9,8 | 2,5:1 и 2,5:1 | 1,3 | 144 | 0,25 |
| трап. | 41 | 14,3 | - | 14,0 | 341 | 0,58 |
| трап. | 67 | 13,6 | 2:1 и 2:1 | 28,0 | 418 | - |
| трап. | 31 | 4,2 | 2:1 и 2:1 | 1,1 | 35 | 0,5 |
| трап. | 180 | 19,9 | 1:1 и 1:1 | 161,0 | 894 | 3,0 |
| трап. | 61 | 15,2 | 2:1 и 2:1 | 31,0 | 500 | 1,0-3,5 |
| трап. | 14 | 5,2 | 1:1 и 1:1 | 0,673 | 48 | - |
| трап. | 128 | 15,2-61,0 | - | 69,0 | 539 | 3,5 |
| трап. | 35 | 11,7 | 1:1 и 1:0,5 | 10,0 | 285 | - |
| трап. | 30 | 15,4 | 1,6:1 и 1,6:1 | 12,0 | 400 | 1,0 |
| трап. | - | - | - | - | - | - |
| трап. | 23 | 21,4 | - | - | - | 0,33 |
| трап. | - | - | - | - | - | - |
| трап. | 40 | 11,1 | 1:3,6 и 1:3,6 | 11,0 | 275 | - |
| трап. | - | - | - | - | - | - |
| трап. | 201 | 35,4 | - | 765,0 | 3806 | - |
| трап. | - | - | - | - | - | - |
| трап. | 19 | 7,1 | 1,3:1 и 1,3:1 | 1,29 | 68 | - |
| трап. | - | 35,3 | - | 440,0 | - | 2,0 |
| трап. | - | - | - | - | - | - |
| трап. | 31 | 17,4 | 2:1 и 2:1 | 18,0 | 581 | - |
| трап. | 440 | 25,5 | 3:1 | 58,0 | - | 4,1 |
| трап. | - | - | - | - | 1450 | - |
| трап. | 46 | 13,68 | 2:1 и 2:1 | 14,6 | 317 | 1,5 |
| трап. | 21 | 7,3 | 5:1 и 5:1 | 1,5 | 71 | 5,0 |
| трап. | 70 | 18,5 | - | 50,9 | 756 | 7,5 |
| трап. | 25 | 10,1 | - | 6,4 | 255 | - |

Из приведенных таблиц следует, что время развития проранов даже при водохранилищах относительно небольшого объема измеряется часами, что не может не сказаться на параметрах прорывных паводков. К сожалению, из данных таблиц можно получить только некоторые интегральные характеристики, не представляющие возможности определить гидрограф излива воды через проран, служащий одним из условий однозначности прорывного паводка, но дающие основание для оценки правомерности той или иной методики расчета процесса формирования прорана. К таким интегральным характеристикам относятся суммарный объем выноса материала из тела плотины $W_{\text{вын}}$ (или ширина прорана при завершении излива B_{max}), время развития прорана $T_{\text{разв}}$ и максимальный расход воды при изливе Q_{max} . Ряд авторов [4, 5, 7] ставит эти величины в зависимость от так называемого «фактора формирования прорана», комплекса $W_{\text{изл}} \Delta z_0$, где $W_{\text{изл}}$ - объем воды, излившейся через проран, z_0 - начальный перепад уровней воды на плотине.

Зависимости названных интегральных величин от «фактора формирования прорана» приведены на рис.1,2,3, цифры у точек здесь соответствуют номерам объектов в таблицах 1 и 2.

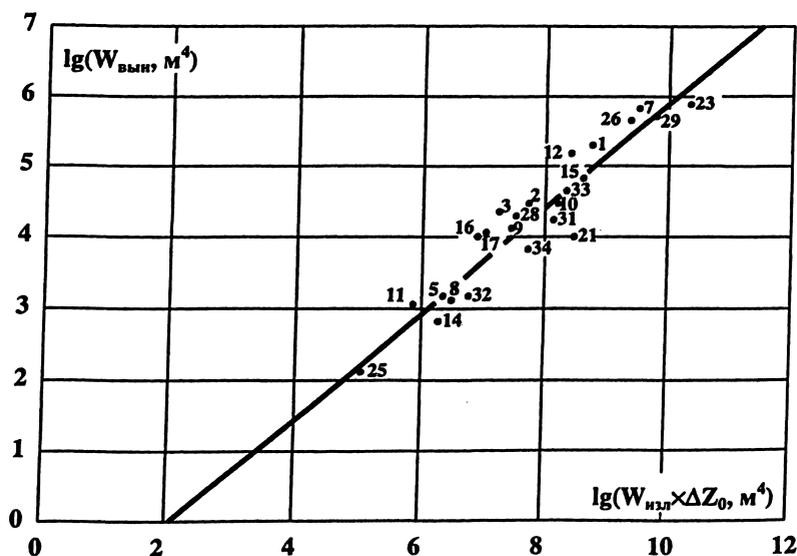


Рис. 1. Зависимость объема полного выноса материала тела плотины при ее переливе от фактора формирования прорана

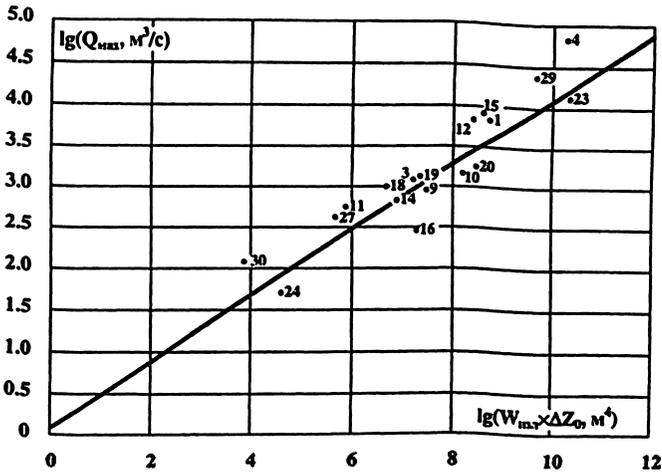


Рис. 2. Зависимость максимального в процессе излива через проран расхода воды от фактора формирования прорана

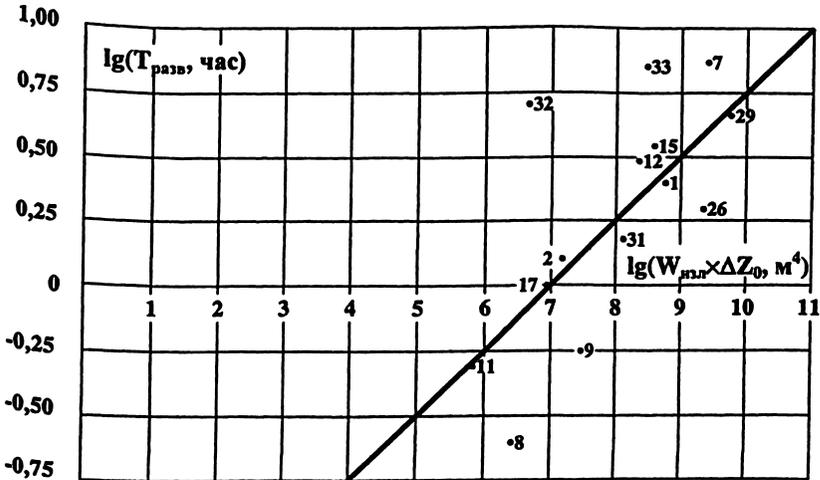


Рис. 3. Зависимость полного времени развития прорана от фактора формирования прорана

Выполненная нами статистическая обработка данных привела к следующим степенным зависимостям, соответствующим минимуму среднеквадратичных отклонений:

$$Q_{\max} = 1,38(W_{\text{изл}} \Delta z_0)^{0,401}, \quad (1)$$

$$W_{\text{вып}} = 0,03(W_{\text{изл}} \Delta z_0)^{0,744}, \quad (2)$$

$$T_{\text{разв}} = 0,02(W_{\text{изл}} \Delta z_0)^{0,243}. \quad (3)$$

В этих зависимостях линейные величины - в метрах, время - в часах. Приведенные данные свидетельствуют о достаточно тесной корреляции величин $W_{\text{вып}}$ и Q_{\max} с «фактором формирования прорана». Корреляция величины $T_{\text{разв}}$ с $W_{\text{изл}} \Delta z_0$ гораздо более слабая, чего и следовало ожидать в связи с существенной неопределенностью оценки $T_{\text{разв}}$.

В литературе [5, 6] имеются и другие зависимости (в том числе в отличие от приведенных - безразмерные).

Однако, как указывалось выше, основным недостатком имеющихся зависимостей является то обстоятельство, что они не представляют возможности прогноза развития прорана во времени (гидрографа излива), необходимого для изучения распространения волны прорыва в нижнем бьефе. Сложность составления соответствующих моделей связана, главным образом, с отсутствием надежных зависимостей интенсивности выноса материала плотины от гидравлических характеристик. Попытки использовать для этой цели зависимости для транспортирующей способности [6] явно неправомерны, так как они не соответствуют механизму выноса материала при развитии прорана, происходящего главным образом с бортов прорана при квантованном обрушении откосов.

Некоторые данные о процессе развития прорана можно было бы получить из результатов лабораторных исследований по программе китайско-финского сотрудничества в области изучения динамики прорыва плотины [7]. Однако имеющиеся публикации не содержат необходимых для анализа материалов. Известно лишь, что интенсивность продольного (по оси плотины) развития прорана $dB_{\text{пр}}/dt \cong 100$ м/час для банкета из несвязного материала высотой 5,6 м, что достаточно близко к результатам исследования развития прорана в плавкой вставке, выполненного в Бюро Мелиорации США [8], где получено, что при высоте насыпи, равной 5м, $dB_{\text{пр}}/dt \cong 100$ м/час, а при высоте насыпи - 10м $dB_{\text{пр}}/dt \cong 200$ м/час.

Приведенные экспериментальные результаты не противоречат нашим данным, положенным в основу изложенной ниже методики. Следует отметить, что по экспериментальным данным интенсивность развития прорана в земляных насыпях слабо зависит от гранулометрического состава материала насыпи.

Приведенные экспериментальные результаты относятся к случаю постоянства уровня верхнего бьефа, в то время как при разливе воды через проран уровень воды в водохранилище снижается и, соответственно, меняется интенсивность выноса материала прорана. Особенности этого процесса учтены в разработанной нами приближенной методике развития прорана в земляной плотине.

Методика основана на эмпирической зависимости интенсивности выноса материала с бортов прорана. Для установления этой зависимости использованы данные экспериментов, выполненных в АО НИИЭС.

Эксперименты, выполненные с использованием насыпей различных размеров, показали, что в изученном диапазоне условий процесс развития прорана приблизительно подчиняется правилу Фруда: масштаб времени формирования прорана равен масштабу времени гидравлических процессов $s_t = s_l^{1/2}$, где s_t - масштаб времени, s_l - линейный масштаб. В результате обработки экспериментальных материалов для случая симметричного развития прорана предложена приближенная зависимость:

$$\left(\frac{dW_{\text{вын}}}{dt} \right)_t \cong 0,07 h_t^{5/2} \text{ м}^3/\text{с} = 252 h_t^{5/2} \text{ м}^3/\text{час}, \quad (4)$$

где $\left(\frac{dW_{\text{вын}}}{dt} \right)_t$ - интенсивность выноса материала плотины в момент времени t , а h_t - разность уровня верхнего бьефа и подошвы плотины в тот же момент времени. При известном объеме тела плотины $\omega_{\text{уд}}$, приходящемся на единицу ее длины, интенсивность увеличения ширины прорана

$$\left(\frac{dB_{\text{пр}}}{dt} \right)_t = \frac{0,07}{\omega_{\text{уд}}} h_t^{5/2} \text{ м/с} = \frac{252}{\omega_{\text{уд}}} h_t^{5/2} \text{ м/час}. \quad (5)$$

Исходя из данных натуральных наблюдений, можно полагать наиболее вероятным заложение откосов прорана, равным 2:1.

С использованием изложенного, математическую модель процесса развития прорана, не учитывающую размыв его дна ниже подошвы плотины, можно представить следующим образом (размерность времени - с, размерность длины - м):

Ширина прорана в момент времени t :

$$B_t = \int_0^t 0,07 \frac{h_t^{5/2}}{\omega_{уд}} dt \quad (6)$$

Расход излива воды в момент t :

$$Q_{изл.t} = -\frac{dW_t}{dt} = m\sigma_n B_t \sqrt{2gh}^{3/2} \quad (7)$$

где W_t - объем водохранилища в момент t , m - коэффициент расхода водослива с широким порогом, σ_n - коэффициент подтопления, отличающийся от единицы при $h_{н.б.}/h_t > 0,8$ ($h_{н.б.}$ - глубина ниже прорана).

Объем водохранилища в момент t :

$$W_t = W_0 - \int_0^t (Q_{изл.t} - Q_{пр.t}) dt, \quad (8)$$

где $Q_{пр.t}$ - расход приточности в водохранилище.

Зависимость объема воды в водохранилище от уровня верхнего бьефа

$$W_t = f(УВБ_t), \quad (9)$$

$$УВБ_t = \nabla_{осн} + h_t, \quad (10)$$

где $\nabla_{осн}$ - уровень основания плотины.

Система из пяти уравнений (6) - (10), составляющих математическую модель формирования прорана, содержит 5 искомым функций B_t , $Q_{изл.t}$, W_t , h_t , $УВБ_t$, т.е. система замкнута. По данной математической модели составлена программа численного расчета на ПЭВМ. Разработанная методика подверглась проверке по материалам натуральных наблюдений, результаты которых представлены в таблицах 1 и 2. Для сопоставлений выбраны плотины Frenchman Creek (8), Hatchtown (10) и Johnstown (13), по которым имелось больше, чем по другим объектам информации, необходимой для выполнения расчетов. Однако и для выбранных объектов в нашем рас-

поряжении не имелось связей $W_i = f(UВБ_i)$, поэтому в расчетах принималось два вида необходимой зависимости:

$$W_i = k_1 h_i^2 \quad (11)$$

$$W_i = k_2 h_i, \quad (12)$$

что отражено в таблице 3.

Коэффициенты k_1 и k_2 определялись по начальным значениям W_0 и h_0 . Сопоставление величин Q_{\max} и $W_{\text{вын}}$, оцененных по результатам натурных исследований, по статистическим зависимостям (1) и (2) и по разработанной нами методике, приведено в таблице 3.

Таблица 3

| Название плотины | Начальная глубина h_0 , м | Объем излива $W_{\text{изл}}$, млн м^3 | Удел. объем тела плотины $\omega_{\text{пл}}$, $\text{м}^3/\text{м}$ | Натура | | Расчеты | | | |
|------------------|-----------------------------|--|---|---------------------------------------|---|---------------------------------------|---|---------------------------------------|---|
| | | | | Q_{\max} тыс. $\text{м}^3/\text{с}$ | $W_{\text{вын}}$ тыс. $\text{м}^3/\text{с}$ | по стат. Зависим. | | по разраб. Методике | |
| | | | | | | Q_{\max} тыс. $\text{м}^3/\text{с}$ | $W_{\text{вын}}$ тыс. $\text{м}^3/\text{с}$ | Q_{\max} тыс. $\text{м}^3/\text{с}$ | $W_{\text{вын}}$ тыс. $\text{м}^3/\text{с}$ |
| Frenchman Creek | 11 | 16 | 471 | 1,4 | 28 | 2,8 | 42 | 2,5 3,1 | 46 55 |
| Hatchtown | 16 | 16,8 | 947 | 6,9 | 161 | 3,3 | 58 | 4,9 6,2 | 88 134 |
| Johnstown | 23 | 18,9 | 995 | 5,6 8,4 | 69 | 4,0 | 82 | 8,5 11,5 | 95 140 |

Имея в виду очевидную неопределенность оценки величин (особенно Q_{\max}) в натуре, неполноту исходных данных и приближенность предложенной методики, трудно надеяться на близкое совпадение данных. Однако можно отметить, что результаты расчета по разработанной методике в большинстве случаев ближе к натуре, чем результаты, полученные по статистическим зависимостям, обычно используемым в практике, что дает возможность предложить эту методику для производства необходимых расчетов.

Для получения возможности выполнения ориентировочных оценок гидрографа излива воды из водохранилища при развитии прорана в земляной плотине с использованием изложенной методики нами получены зависимости безразмерного расхода излива $Q_i^* = \frac{Q_i}{\sqrt{g h_0^5}}$, от безразмерных объема излива

$W_{\text{изл}}^+ = \frac{W_{\text{изл}}}{h_0^3}$, удельного объема тела плотины $\omega_{\text{уд}}^+ = \frac{\omega_{\text{уд}}}{h_0^2}$ и времени развития прорана $t^+ = t \left(\frac{g}{h_0} \right)^{1/2}$ (здесь g - ускорение гравитации). Безразмерные гидрографы для ряда значений $W_{\text{изл}}^+$ и $\omega_{\text{уд}}^+$ приведены на рисунке 4.

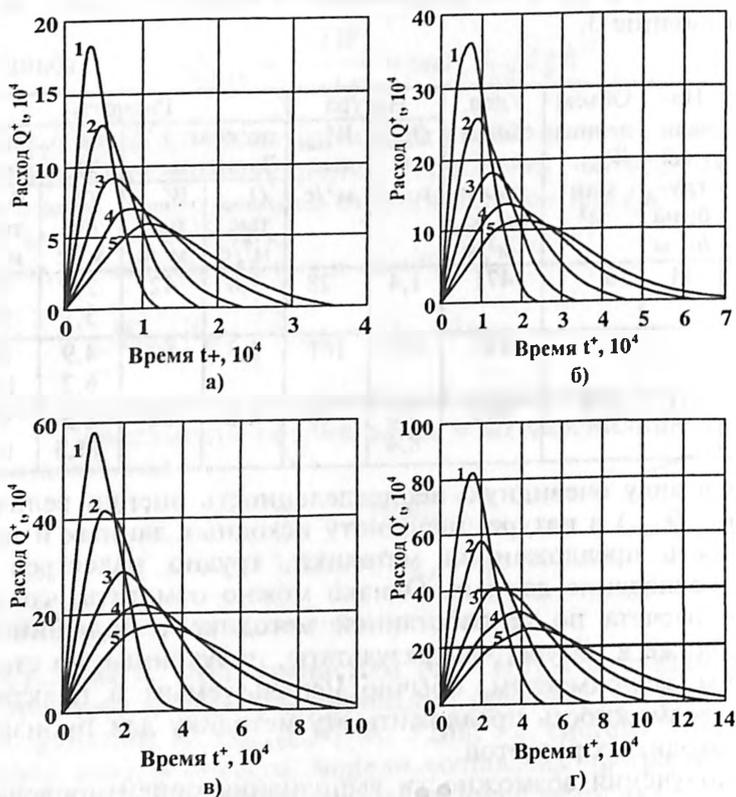


Рис. 4. Безразмерные гидрографы излива воды через проран при различных значениях безразмерного объема тела плотины и безразмерного удельного объема тела плотины:
 а - $W_{\text{изл}}^+ = 1 \cdot 10^5$, б - $W_{\text{изл}}^+ = 4 \cdot 10^5$, в - $W_{\text{изл}}^+ = 1 \cdot 10^6$, г - $W_{\text{изл}}^+ = 2 \cdot 10^6$
 1 - $\omega_{\text{уд}}^+ = 1$, 2 - $\omega_{\text{уд}}^+ = 2$, 3 - $\omega_{\text{уд}}^+ = 4$, 4 - $\omega_{\text{уд}}^+ = 7$, 5 - $\omega_{\text{уд}}^+ = 10$

При проведении соответствующих расчетов не учитывался приток в водохранилище во время разлива, высота плотины принята постоянной по длине, зависимость объема водохранилища от его заполнения - в соответствии с зависимостью (11).

ЛИТЕРАТУРА

1. **Berga, L.** «New trends in hydrological safety». //Proc. of the Int. Symp. on new trends and guidelines on dam safety. Vol.2. Barcelona. 1998.
2. **Инструкция** по определению зон возможных затоплений при прорыве напорных фронтов гидроузлов. М.: МПС 1984.
3. **Dam-break flood analysis.** Bulletin of Subcommittee 5 of ICOLD Committee on Hydraulic for Dams. 1995.
4. **Mac Donald, T.C., Langridge-Monopolis. J.** «Breaching characteristics of dam failures». ASCE Journal of Hydr. Eng. Vol. 110. 1984. № 5.
5. **Molinero, P., Pacheco, R., Tancini, C.** Algoritmo para el calculo de pelfiles de aqua en rios con fresiciones de corriente. XVI Cong. Latino-Americano de Hydraulica de la IAH. Santiago. 1994.
6. **Benoist, G., Nicollet, G.** «Rupture progressive des barrages en terre». Proc. of XX IAH Cong. Vol. II. Moscow. 1983.
7. **Loukola, E., Reiter, H., Shen, C., Pan, S.** Embankment dams and their foundations: evaluation of erosion. //Int. Workshop on Dam Safety. Grindelwald. 1993.
8. **Pugh, C.A., Gray, E.M. Jr.** Fuse plug embankments in auxiliary spillways developing. Design and parameters. U.S. Bureau of Reclamation. Denver. 1984.

РЕКОНСТРУКЦИЯ ВОДОСБРОСА ГЭС КАРУН I

Войнов Ю.П., инженер, Куприянов В.П., Родионов В.Б., кандидаты техн. наук (АО НИИЭС)

ГЭС Карун I построена по проекту американской компании HARZA в 1970г. на реке Карун в Иране и полностью введена в эксплуатацию в 1977г.

В состав сооружений гидроузла Карун I входит арочная плотина высотой 200м, образующая водохранилище объемом $3 \times 10^9 \text{ м}^3$, приплотинная ГЭС мощностью 1000МВт (4 агрегата мощностью 250МВт каждый) и поверхностный водосброс, расположенный на правом берегу реки.

Водосброс гидроузла Карун I представляет собой быстроток переменного уклона, разделенный продольными стенками на три пролета шириной 19м каждый. Уклон поверхностного быстротока в центральной его части составляет 35° . Порог водосброса,

оборудованного сегментными затворами, расположен на отметке 510м. Нормальный подпертый уровень (НПУ) и форсированный уровень (ФУ) воды в водохранилище составляют соответственно 530м и 540м.

Каждый пролет водосброса оканчивается носком-трамплином, отбрасывающим поток от сооружения и одновременно поворачивающим его вдоль русла реки под углом 30° к оси водосброса (рис. 1)*. Скорость воды на концевых участках быстроготока достигает 50м/с.

Расход воды через сооружения обеспеченностью 0,1% равен $9200\text{м}^3/\text{с}$, максимально возможный расход (PMF - Probably Maximum Flow) - $16200\text{м}^3/\text{с}$.

Начиная практически с первых лет эксплуатации сооружений, во время паводков стали происходить повреждения поверхности водосброса, распространявшиеся порой на всю толщину бетонного покрытия и даже проникавшие в подстилающий скальный массив. Поверхность водосброса многократно ремонтировалась путем укладки нового бетона в местах разрушения. Однако после очередных паводков повреждения на тех или иных участках быстроготока повторялись.

Причиной периодического повреждения поверхности водосброса была кавитационная эрозия. Естественная аэрация потока позволяла предотвратить появление кавитации только при очень малых расходах, когда вода тонким слоем растекалась по поверхности водосброса и захваченного из атмосферы воздуха хватало для аэрации потока на всю его глубину.

При увеличении расхода и глубины воды на быстроготоке естественной аэрации становилось недостаточно для насыщения воздухом придонных слоев воды. Специальных устройств для принудительной аэрации потока на водосбросе не имелось. В результате уже при относительно небольших паводковых расходах воды на поверхности водосброса развивалась кавитация, и происходило эрозионное разрушение поверхности сооружений.

Критическая ситуация возникла во время пропуска паводка в апреле 1993г. (рис. 2), когда инициированные кавитационной эрозией первоначальные разрушения стали развиваться под действием гидродинамических нагрузок и привели к изменению схемы силового воздействия потока на быстроготок. В итоге, изменилась схема гашения энергии потока в нижнем бьефе.

* * рисунки 1 - 5 и 7 - 9 приведены на цветной вкладке.

Вместо отброса струи энергия всего потока оказалась направленной на разрушение бетонных блоков нижней части водосброса и на размыв его основания (рис. 3, 4, 5).

Результатом этого воздействия стало практически полное разрушение нижней части водосброса в центральном и в правом пролетах, через которые осуществлялся сброс воды, и смещение с основания оставшейся части всего бетонного блока носков-трамплинов. Суммарные повреждения бетона достигали 300тыс. м³, что привело к полному выходу водосброса из строя и невозможности использования его для пропуска паводка следующего года.

Требовалась срочная, в течении одного года, реконструкция водосброса, проведение которой было поручено компании SABIR. Проект реконструкции водосброса гидроузла Карун I был разработан фирмой Махаб-Годс. На роли консультантов были приглашены специалисты АО НИИЭС и АО «Институт Гидропроект»

В проекте восстановления водосброса, фирмой Махаб-Годс предусматривалось строительство нового носка-трамплина, расположенного выше старого носка и устройство двух трамплинов-аэраторов для защиты бетонной поверхности быстротока от кавитационной эрозии (рис. 6). При проектировании системы принудительной аэрации потока фирмой Махаб-Годс первоначально были допущены ошибки в определении параметров трамплинов-аэраторов. Расчет траектории струи, сбрасываемой с трамплина, осуществлялся по компьютерной программе американских инженеров, в которой не учитывалось развитие пограничного слоя и распределение скоростей в потоке. Не учитывалось также влияние соотношения глубины потока и высоты трамплина на эффективность работы аэраторов.

В связи с этим длина отлета струи в расчетах была значительно завышена, а углы подъема и высота трамплинов-аэраторов в проекте были занижены по сравнению с требуемыми. Об этом свидетельствует, в частности, сопоставление проектных параметров трамплинов-аэраторов с аналогичными устройствами на других сооружениях.

В итоге, расположение трамплинов на быстротоке было выбрано достаточно удачно, однако, их форма и размеры не обеспечивали необходимого отлета струи и аэрации придонных слоев потока. В результате вода частично попадала в тракт воздуховода и затопливала его, выводя из строя весь аэратор. Эти результаты бы-

ли подтверждены в опытах на гидравлической модели, выполненной в масштабе 1:15.

Таблица 1

Размеры трамплинов-аэраторов, установленных на водосбросах различных гидроузлов

| Наименование объекта | $\sin \varphi$ | β , град | u_{\max} , м/с | q , м ² /с | h , м | h_T , м |
|-----------------------------|----------------|----------------|------------------|-------------------------|---------|-----------|
| Братская ГЭС | 0,79 | 11° | 23,0 | 30 | 1,50 | 0,45 |
| Усть-Илимская ГЭС | 0,79 | 9°30' | 23,0 | 30 | 1,50 | 0,60 |
| Гидроузел Тери (проект) | 0,57 | 17° | 40,0 | 155 | 3,80 | 0,50 |
| | 0,69 | 6° | 55,0 | 155 | 2,80 | 0,50 |
| Colbun I [1] (проект) | 0,45 | 11° | 25,3 | 54,7 | 2,15 | 0,25 |
| For do Argeia [1] (проект) | 0,25 | 7° | 31,9 | 104,8 | 3,29 | 0,20 |
| Карун-I (проект Махаб-Годс) | 0,57 | 4°30' 5°30' | 39,0 | 284,2 | 7,30 | 0,35 |

Здесь: u_{\max} - максимальная скорость потока в створе трамплина-аэратора; q - удельный расход воды; h - глубина потока; h_T - высота трамплина. Остальные обозначения приведены на схеме трамплина-аэратора (рис.6).

Дальнейшая разработка проекта системы аэраторов осуществлялась под руководством специалистов ОАО «НИИЭС». Были выполнены необходимые расчеты и проведены гидравлические исследования на крупномасштабной фрагментной модели (допускавшей по техническим условиям проведение исследований только при малых расходах до 1600 м³/с) и на специально созданной общей модели водосброса в масштабе 1:62,5. Гидравлические исследования проводились под руководством российских специалистов в Тегеране в центре гидравлических исследований.

Расчеты для определения размеров трамплинов-аэраторов, обеспечивающих требуемую аэрацию потока, были выполнены с учетом развития пограничного слоя и распределения скоростей в потоке по следующей методике.

Толщина пограничного слоя δ вычислялась по формуле [2]:

$$\frac{\delta}{h} = 0,7\lambda \left(\frac{l}{h_0} \right)^{\frac{1}{1+1,5\sqrt{\lambda}}}, \quad (1)$$

где h_0 и λ - глубина потока на быстротоке и коэффициент гидравлического трения для равномерного течения;

l - расстояние от оголовка водослива до створа расположения трамплина-аэратора.

Расчет места примыкания струи, отброшенной с трамплина-аэратора, к поверхности водосброса осуществлялся по уравнениям движения потока в свободном падении

$$x = u_\delta t \cos \alpha - \frac{at^2}{2} \sin \alpha, \quad (2)$$

$$y = u_\delta t \sin \alpha + \frac{gt^2}{2} + \frac{at^2}{2} \cos \varphi$$

и уравнению поверхности водосброса

$$y = \frac{h_\tau}{\cos \varphi} + xt \operatorname{tg} \varphi, \quad (3)$$

где $a = g \frac{h_{\text{вак}}}{h(1-\bar{c})}$ - ускорение, вызванное понижением да-

вления на нижней поверхности аэрированной струи толщиной h и при средней концентрации воздуха \bar{c} и величине вакуума в подструйной области $h_{\text{вак}}$;

u_δ - скорость потока на нижней границе струи, сходящей с трамплина;

t - время движения потока от момента схода с трамплина;

g - ускорение свободного падения;

x и y - координаты относительно выходной кромки трамплина (рис.6).

Скорость потока на нижней границе струи определялась по степенной формуле

$$\frac{u_\delta}{u_{\text{max}}} = \left(\frac{z}{\delta} \right)^n, \quad (4)$$

где u_{max} - максимальная скорость потока в данном створе;

$$n \approx \ln \frac{\delta}{\Delta} + 2;$$

Δ - абсолютная шероховатость поверхности водосброса;

$z = 10\Delta$ - расстояние по нормали от поверхности быстротока до линий тока, формирующих нижнюю границу струи.

Максимальная скорость u_{\max} в толще потока с постоянными скоростями выше зоны пограничного слоя определялась согласно закону свободного падения:

$$u_{\max} = \sqrt{u_{o_2}^2 + 2g \left(y_1 + \frac{h_{o_2}}{2} \right)}, \quad (5)$$

где u_{o_2} и h_{o_2} - средняя скорость и глубина потока на пороге оголовка водосброса. Учитывая, что $h_{o_2} \approx \frac{2}{3} H_0$ (H_0 - напор на гребне водосброса), u_{o_2} и удельный расход q определяются по известным формулам гидравлики; y_1 - расстояние по вертикали от порога оголовка до центра тяжести рассматриваемого сечения потока.

По результатам выполненных согласно представленной методике расчетов были выбраны и рекомендованы размеры трамплинов-аэраторов.

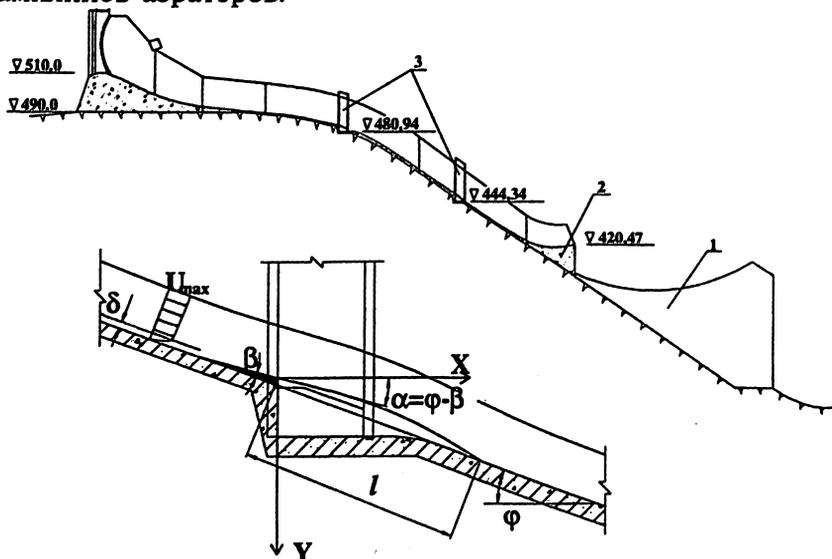


Рис. 6. Водосброс гидроузла Корун I
1 - разрушенный носок-трамплин, 2 и 3 - вновь созданные носок трамплин и трамплины аэраторы с воздухоподводящими трактами

Одновременно расчеты показали, что длина отлета струи с трамплинов, предложенных в первоначальном проекте Махаб-

Годс, не превышает 6м, что является недостаточным и приводит к затоплению водой тракта воздуховода.

В таблице 2 приведены сопоставительные данные по параметрам рекомендованных трамплинов-аэраторов и трамплинов по первоначальному проекту Махаб-Годс.

Таблица 2

Размеры трамплинов-аэраторов

| Номер аэратора | Номер пролета | Расстояние от гребня водослива, м | Вариант по проекту Махаб-Годс | | | Рекомендуемый вариант | | |
|----------------|---------------|-----------------------------------|-------------------------------|-----------------|----------------|---------------------------|-----------------|----------------|
| | | | V_1 , м | α , град | β , град | V_1 , м | α , град | β , град |
| 1 | 1 | <u>116,91</u> 122,1 | <u>485,191</u> 484,000 | 13° | - | <u>485,191</u> 484,200 | 11° | - |
| 1 | 2 и 3 | <u>118,38</u> 122,1 | <u>484,771</u> 483,850 | 14° | - | <u>484,771</u> 484,000 | 11°30' | - |
| 2 | 1 | <u>179,85</u> 183,37 | <u>449,915</u> 447,800 | 30°30' | 4°30' | <u>449,915</u> 448,000 | 28°30' | 6°30' |
| 2 | 2 и 3 | <u>179,85</u> 183,37 | <u>449,182</u> 447,200 | 29°30' | 5°30' | <u>449,182</u> 447,550 | 25° | 10° |

Табличные данные, приведенные в числителе и в знаменателе, относятся соответственно к началу и концу трамплинов-аэраторов; V_1 - отметки поверхности трамплина.

Были проведены исследования обоих вариантов трамплинов на гидравлической модели, выполненной в масштабе 1:62,5.

В случае трамплинов-аэраторов, выполненных по проекту Махаб-Годс при расходах воды менее 8000м³/с длина отлета струи не превышает 6,0м, и в тракт воздуховода частично попадает вода. Воздуха в струю вовлекается мало. При расходах воды более 8000м³/с тракты воздухопроводов первого и второго трамплинов заполнены водой практически полностью. Воздух в струю не вовлекается совсем. Таким образом, вышеуказанные трамплины не обеспечивают защиту водосброса от кавитационных явлений.

При рекомендованном варианте трамплинов-аэраторов во всем диапазоне расходов воды воздух поступает через оба аэратора стабильно и в значительном количестве. Протяженность воздушной полости (длина отлета струи по нижней границе) под струей, сходящей с трамплинов первого и второго аэраторов, составляет не менее 15м при всех расходах воды.

Основные результаты исследований, охватывающие весь диапазон расходов воды Q , приведены в таблице 3.

Таблица 3

Результаты исследований

| Q м ³ /с | Номер аэратора | Номер прелота | x_l , м | Q_a , м ³ /с | u_a , м/с | $K=Q_a/Q$ |
|--------------------------|-------------------|------------------|--------------|------------------------------|----------------|-----------|
| 1500 | 1 | 1 | 15,5 | 560 | 21 | 0,37 |
| | 2 | 2 и 3 | 26 | 495 | 37 | 0,33 |
| 1 | | 19 | | | | |
| 3000 | 1 | 1 | 22 | 670 | 25 | 0,22 |
| | | 2 и 3 | 40 | | | |
| 4500 | 2 | 1 | 22 | 710 | 51 | 0,24 |
| | | 2 и 3 | 29 | | | |
| 8000 | 1 | 1 | 34 | 590 | 22 | 0,13 |
| | | 2 и 3 | 41 | | | |
| 12000 | 2 | 1 | 25 | 590 | 42 | 0,13 |
| | | 2 и 3 | 30 | | | |
| 16000 | 1 | 1 | 30 | 740 | 27 | 0,093 |
| | | 2 и 3 | 43 | | | |
| 12000 | 2 | 1 | 22 | 700 | 50 | 0,088 |
| | | 2 и 3 | 26 | | | |
| 12000 | 1 | 1 | 55 | 840 | 31 | 0,07 |
| | | 2 и 3 | 50 | | | |
| 16000 | 2 | 1 | 19 | 860 | 61 | 0,072 |
| | | 2 и 3 | 31 | | | |
| 16000 | 1 | 1 | 60 | 910 | 34 | 0,06 |
| | | 2 и 3 | 52 | | | |
| 16000 | 2 | 1 | 19 | 900 | 64 | 0,06 |
| | | 2 и 3 | 35 | | | |

Здесь x_l - длина подструйной области (горизонтальная проекция);
 Q_a и u_a - расход и скорость воздуха в шахте аэратора.

Как видно из таблицы 3, максимальный расход воздуха, поступающего через первый аэратор, равен 910 м³/с. Скорость воздуха в подводящей шахте $u_a = 34$ м/с, скорость воздуха в отверстии на выходе в подструйное пространство равна 50 м/с. Во втором аэраторе максимальный расход воздуха равен 900 м³/с. Скорости в шахте и в выходном отверстии соответственно равны 64 и 69 м/с.

Минимальная длина воздушной полости под струей за аэратором №1 наблюдается при расходе воды $Q=1500$ м³/с и равна 15 м. В этом случае аэрацию в придонном слое в месте примыкания струи к поверхности водосброса можно оценить величи-

ной, равной 70-80%. Остаточная аэрация придонного слоя в створе 2 аэратора при ее снижении в среднем на 0,8% на 1м длины быстротока составит 18-28%. Этого достаточно для обеспечения защиты бетона от кавитационной эрозии. С возрастанием расходов воды длина отлета струи и остаточная аэрация потока увеличивается, что гарантирует надежность защиты этого участка быстротока от кавитационной эрозии во всем диапазоне режимов работы водосброса.

Аналогичные условия складываются и на прямолинейном участке быстротока ниже аэратора №2.

Особым местом быстротока является носок-трамплин. На криволинейной поверхности носка-трамплина в результате значительного возрастания давления в придонных слоях потока за счет действия центробежных сил происходит интенсивное сжатие воздуха и ускоренное снижение концентрации воздуха в воде.

Для учета этого явления в исследованиях для Карун I в качестве аналога были использованы результаты натуральных испытаний, проведенных ранее на водосбросе Братской ГЭС. По результатам натуральных измерений на Братской ГЭС удельное снижение аэрации потока на криволинейном участке носка-трамплина радиусом 15м достигало 1,5% на каждый метр длины быстротока. Эта оценка и была принята для определения уровня аэрации придонных слоев потока на носке-трамплине водосброса Карун I, причем принята с запасом, поскольку радиус кривизны носка в данном случае равен 30м и отмеченное явление деаэрации потока для водосброса Карун I на самом деле выражено не столь интенсивно, как на водосбросе Братской ГЭС.

В таком случае при минимальной длине отлета струи с трамплина-аэратора №2, равной 19м, и удельном снижении величины аэрации придонных слоев потока 0,8% на погонный метр на прямолинейном наклонном участке и 1,5% на погонный метр на криволинейной поверхности носка-трамплина минимальная аэрация потока в концевом сечении носка составит 7%. Этой величины достаточно для предотвращения кавитации и на нижнем участке быстротока.

Таким образом, устройство двух трамплинов-аэраторов, размеры которых были выбраны в результате расчетов, выполненных по предложенной методике и проверенных в модельных гидравлических исследованиях, обеспечивают надежную защиту бетонной поверхности быстротока от кавитационной эрозии.

В соответствии с полученными результатами была выполнена система аэрации потока на водосбросе Карун I. Внешний вид водосброса после его реконструкции, завершенной летом 1994г., показан на рис.7,8 и 9.

Осмотр водосброса в декабре 1994г. во время и после сброса паводковых расходов воды величиной до $1500\text{м}^3/\text{с}$ показал, что система аэрации потока работает эффективно. Бетонные поверхности быстроточа защищены от кавитации достаточно надежно и не имеют никаких следов кавитационной эрозии.

Было отмечено незначительное взаимное влияние аэраторов, расположенных в соседних пролетах, на работу друг друга при существенно различных расходах воды сбрасываемых через соседние пролеты. Существо этого явления заключалось в том, что пониженные давления под струей за трамплином-аэратором возрастает с ростом расхода воды. Чем выше расход воды в каждом пролете водосброса, тем больше разрежение в аэраторах этого пролета. А поскольку аэраторы всех трех пролетов имеют общий подводящий тракт, то понижение давления в подводящем тракте и в каждом аэраторе определяет пролет с наибольшим расходом воды.

При нормальных режимах работы водосброса это явление не оказывает никакого влияния на эффективность системы аэрации. Однако при закрытии одного из пролетов, в процессе снижения расхода воды в нем до нуля, существует диапазон очень малых расходов, при которых чрезмерно пониженное давление под струей, передаваемое из соседнего пролета, приводит к захвату части воды в аэрационный тракт и вызывает колебания расхода воздуха в нем.

На основании этого наблюдения были сформулированы рекомендации по режимам эксплуатации водосброса. Никаких других особенностей в работе водосброса Карун I после его реконструкции отмечено не было, что дает основания быть уверенными в его надежной работе в дальнейшем.

ЛИТЕРАТУРА

1. Pinto N.L. Designing aerators for high velocity flow. Water Power & Dam construction. July. 1989.
2. Гидравлические расчеты водосбросных гидротехнических сооружений. Справочное пособие. М.: Энергоатомиздат. 1988.

ЗАТВОРЫ СИСТЕМЫ «ГИДРОПЛЮС», КАК ФАКТОР ПОВЫШЕНИЯ БЕЗОПАСНОСТИ И ЭКОНОМИЧНОСТИ ГИДРОУЗЛОВ

*Луначи М.Э., Онопченко Г.Ф., Родионов В.Б.,
кандидаты техн. наук (АО НИИЭС)*

Обеспечение надежности и безопасности оборудования и сооружений являются сегодня основным требованием, выдвигаемым при строительстве новых и при реконструкции действующих гидроэнергетических объектов.

Рассмотрим с этих позиций некоторые вопросы эксплуатации гидромеханического оборудования водосбросов, роль этого оборудования в обеспечении экономичности и безопасности эксплуатации всего объекта.

Под надежностью понимается постоянная готовность оборудования к выполнению функциональных задач во всех возможных как стандартных, так и чрезвычайных ситуациях.

Фактор риска, как обратная сторона надежности, определяется целым рядом обстоятельств. Этому вопросу уделяется большое внимание различными общественными и научными организациями и, в частности, координирующей их деятельность Международной Комиссией по большим плотинам. По данным Комиссии [1], из 10000 плотин разрушения произошли на 216. Разрушения по причине перелива произошли в 34% случаев, из них одна треть - из-за отказа в работе оборудования, то есть процент риска из-за отказа затворного оборудования водосбросов составляет 0,24%.

Когда определяется риск отказа в работе оборудования, должны быть учтены многие факторы, среди которых основными являются следующие:

- отсутствие энергоснабжения подъемных механизмов;
- перекосы затвора по причине неисправности механизмов или сейсмических явлений;
- ошибки обслуживающего персонала в экстремальной ситуации при исправном оборудовании;
- нарушение коммуникаций (дороги, мосты, телефон, транспорт);
- коррозия металла затвора или подъемного механизма;
- некачественное изготовление или монтаж;
- уязвимость для саботажа и диверсий.

Для обеспечения надежности в эксплуатации оборудования Комиссия рекомендует иметь двойную или тройную систему

энергопитания для открытия затворов, то есть кроме основного источника питания необходимо иметь дизельную местную установку, а также систему ручного привода.

В рекомендациях Комиссии говорится, что в случае, когда последствия от разрушения плотины существенны по сравнению со стоимостью самой плотины, любые расходы на повышение ее надежности оправданы. Следует отметить, что тяжелые последствия зачастую наблюдаются не только при разрушении высоких плотин. В материалах Международной Комиссии по большим плотинам, опубликованных в 1997 году [2] говорится, что на плотины с напором 10-30 м приходится 60% всех аварий и более 60% катастроф с жертвами более 100 человек в каждом случае. В мире имеется около 9000 плотин высотой более 30 м и 20-25 тысяч плотин с напорами между 15 и 30 м.

Перелив через плотины высотой до 30 м имел место в 40% случаев аварий с 80% всех жертв. Причем половина аварий произошла после эксплуатации в течение не менее 15 лет.

В России существует методика оценки эффективности инвестиционных проектов с учетом факторов риска и неопределенности. В 1994 году выпущены Методические рекомендации по оценке эффективности проектов и их отбору для финансирования № 7-12/47, утвержденные Госстроем России, министерствами экономики и финансов РФ [3], где в Разделе 6 приведены рекомендации по учету риска и неопределенности.

Первой группой неопределенности может быть недостаточность сведений о природно-климатических, гидрологических, сейсмических условиях района строительства. Второй группой неопределенности является производственно-технологический риск, связанный с авариями, отказом оборудования, производственный брак в оборудовании, дефекты в монтаже и т.п.

Если вероятность возникновения (реализации) различных условий и факторов известны, то ожидаемый интегральный эффект рассчитывается по формуле математического ожидания:

$$\mathcal{E}_{ож} = \sum \mathcal{E}_i P_i,$$

где $\mathcal{E}_{ож}$ - ожидаемый интегральный эффект проекта,
 \mathcal{E}_i - интегральный эффект для i -того условия реализации,
 P_i - вероятность реализации этого условия.

Рекомендуется также и другая формула для случая, когда не определены составляющие \mathcal{E}_i , но известен максимально возможный и минимально неизбежный эффекты:

$$\mathcal{E}_{ож} = \lambda \mathcal{E}_{max} + (1 - \lambda) \mathcal{E}_{min} = \lambda (\mathcal{E}_{max} - \mathcal{E}_{min}) + \mathcal{E}_{min},$$

где λ - специальный норматив для учета неопределенности эффекта, отражающий систему предпочтений для хозяйственного субъекта. Для строительства его рекомендуется принимать равным 0,3.

Большинство рекомендаций сводятся к тому, что в отдаленных, сейсмичных или, наоборот, густонаселенных районах предпочтение должно отдаваться плотинам с нерегулируемым переливом, то есть автоматическим водосбросам. Одним из вариантов таких водосбросов являются плотины с затворами «Гидроплюс».

Затворы типа «Гидроплюс» представляют собой автономные затворы автоматического действия. При достижении уровня верхнего бьефа заданной предельной отметки они опрокидываются, освобождая пролет для пропуска воды. Эта заданная предельная отметка обычно соответствует паводковому расходу редкой повторяемости. Авторами этого типа затворов считается, что, в основном, затворы «Гидроплюс» являются затворами одноразового действия, т.е. после опрокидывания в нижний бьеф они не возвращаются в исходное положение, а заменяются новыми. Это считается оправданным по сравнению с необходимостью оснащения плотины подъемным оборудованием для возвращения затвора в рабочее положение.

Такие затворы выполняют также роль нерегулируемого (в заданных пределах) поверхностного водослива, пропускная способность которого может быть увеличена более, чем в 2 раза по сравнению с простым водосливом за счет увеличения длины водосливной грани затвора.

Затворы типа «Гидроплюс» могут быть и многоразового использования. Конструкции таких затворов разработаны российскими инженерами. Возврат их в рабочее положение может производиться передвижными подъемными средствами (лебедки, автомобильные или козловые краны), предназначенными для подъема затворов донных отверстий.

Обычно на гидроузле устанавливается несколько затворов типа «Гидроплюс». Опрокидывание этих затворов происходит поочередно. Сначала опрокидывается один затвор и пропускная способность гидроузла увеличивается. Если этого не хватает, опрокидывается следующий, и так далее, пока уровень верхнего бьефа не перестанет расти. По своей сути эти затворы исполняют роль саморегулирующейся «плавкой вставки», которая срабатывает в экстремальных условиях. Поэтому они так и называются: »Fuse gate»—«плавкие затворы».

Затвор »Fuse gate» с полигональной в плане формой водослив-

ной грани разработан, испытан в лаборатории и применен на нескольких гидроузлах французской фирмой «Гидроплюс».

Он имеет форму трапеции в плане (рис. 1). Рабочая камера затвора располагается под дном. Она соединяется с верхним бьефом через отверстие, порог которого расположен на заданном уровне верхнего бьефа. Затвор оборудован боковыми и донными уплотнениями, а камера имеет дренаж, соединенный с нижним бьефом. От горизонтального смещения затвор удерживается упорами, расположенными на дне у низовой грани затвора.

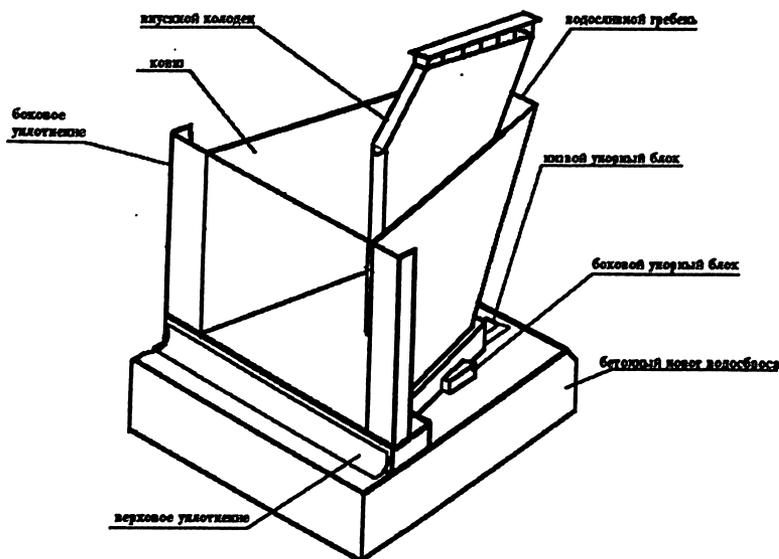


Рис.1. Затвор системы «Гидроплюс» одностороннего действия

При подъеме уровня верхнего бьефа выше порога отверстия рабочей камеры вода поступает в камеру, давление в ней повышается, момент опрокидывающих сил возрастает, и, когда он превысит момент удерживающих сил, затвор опрокидывается и уносится потоком в нижний бьеф.

Эти затворы обладают рядом преимуществ по сравнению с обычными затворами.

Основные из этих преимуществ следующие:

за счет увеличения периметра переливной грани уменьшается подъем уровня верхнего бьефа при пропуске паводка;

сброс воды в паводок не требует использования кранового оборудования и энергопитания, за счет чего резко со-

крашаются эксплуатационные расходы и возрастает надежность; регулирование расходов в паводок и в межень при изменении расходов ГЭС происходит автоматически при уровнях верхнего бьефа между НПУ и ФПУ, то есть без снижения уровня, необходимого для работы любой автоматики. Это повышает эффективность использования объема воды в водохранилище, повышает действующий напор и увеличивает выработку электроэнергии;

затворы «Гидроплюс» не требуют оперативного обслуживания, то есть обеспечивается независимость их от эксплуатационного персонала;

обычная (несекционированная) грунтовая «плавкая вставка» разрушается полностью независимо от величины превышения фактического паводка над расчетным. Затворы «Гидроплюс» срабатывают только в том количестве, которое необходимо для пропуска фактического расхода;

работающие в автоматическом режиме перелива, эти затворы являются эффективными и надежными как на крупных, так и на малых ГЭС, где емкость водохранилищ мала, а нарастание расходов ливневых или весенних паводков очень быстрое. В таких условиях задержка в открытии затворов может привести к затоплению территории и связанному с ним ущербу, который полностью исключается при применении затворов «Гидроплюс».

Перечисленные положительные качества существенно повышают надежность и безопасность эксплуатации гидросооружений, что является одним из важнейших факторов.

Обычные затворы «Гидроплюс» являются одноразовыми, но они, как правило, срабатывают в паводки редкой повторяемости, что и определяет их высокую экономическую эффективность.

Экономичность же ГЭС на малых реках в значительной степени связана с устройством всех подпорных сооружений только в русле реки, без выхода на пойму. На таких сооружениях полное раскрытие водосбросного фронта целесообразно осуществлять часто, чтобы минимизировать потери от паводковых наводнений.

В этих условиях одноразовые затворы могут стать экономически невыгодными, более экономичными в ряде случаев будут затворы многократного использования.

Фирма «Гидроплюс» применила разработанные ею затворы на нескольких гидроузлах во Франции, Китае, ЮАР, Малайзии, Ин-

дии, Англии и США. Следует заметить, что это страны с теплым или жарким климатом. Опыта применения затворов «Гидроплюс» в странах с суровым зимним климатом нет. Поэтому в НИИЭС проведены исследования возможности использования этих затворов в условиях России применительно к двум гидроузлам: Хоробровскому на р. Нерль и Чагоянскому на р. Зея. Зимние условия предъявляют к затворам специальные требования, основным из которых является устойчивость затвора при промерзании системы дренажа или недопущение такого промерзания.

Для предотвращения промерзания системы дренажа она должна быть выведена под уровень нижнего бьефа (ниже ледяного покрова). Для предотвращения фильтрации воды в рабочую камеру через донное уплотнение из верхнего бьефа между уплотнением и рабочей камерой должен быть оставлен дренажный канал. Даже при его замерзании прямого сообщения между верхним бьефом и камерой не будет. На реках, где через гидроузлы пропускается лед, для предотвращения ледовых заторов и повреждений затворов могут быть применены специальные конструкции затворов, которые также испытывались в гидравлической лаборатории НИИЭС.

Кроме того, как указывалось выше, для малых ГЭС экономически целесообразными могут быть затворы многоразового использования, поэтому в процессе исследований разработано и испытано на модели 6 вариантов этого типа затворов, учитывающих и зимние условия эксплуатации. Один из таких затворов, разработанный к условиям Чагоянской ГЭС, показан на рис. 2.

Возврат этих затворов в исходное положение возможен такелажными средствами после прохождения пика паводка. При этом должен быть предусмотрен комплект временных шандор, перекрывающих пролет на время операции возвращения в рабочее положение.

Эксперименты, проведенные на фрагментной модели водосбросного блока, применительно к условиям Чагоянской ГЭС, позволили отработать конструкции ряда вариантов затвора и доказали их работоспособность.

В результате лабораторных исследований были уточнены конструкции затворов, рассчитаны моменты всех действующих сил, учтены все особенности затворов и разработаны основные требования или технические условия для их проектирования.

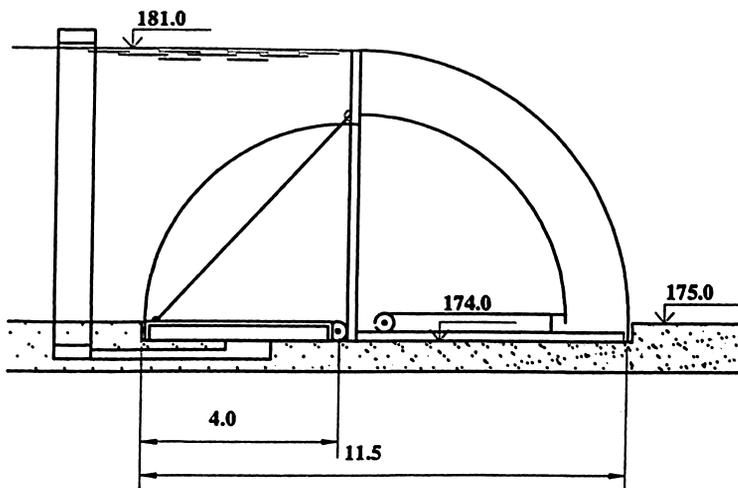


Рис. 2. Затвор системы «Гидроплюс» многоразового использования

Продолжением исследований является проверка работоспособности затворов в натуре. Объектами внедрения выбраны плотина малой Хоробровской ГЭС на р. Нерль и Чагоянская ГЭС в составе Нижне-Зейского каскада.

В проект Хоробровской ГЭС включены одноразовые затворы «Гидроплюс» классического типа в основных пролетах плотины и два варианта многоразовых в экспериментальных пролетах. Опыт их эксплуатации позволит выявить неучтенные факторы и доработать конструкции для широкого внедрения.

На Чагоянском гидроузле на р.Зее предложено поставить затворы «Гидроплюс» в верхнем ярусе водосливных блоков в 30 пролетах с отверстиями 6х6м. Для ТЭО гидроузла было предложено два варианта — классический одноразовый и вариант плоского многоразового щита с рабочей камерой в верхнем бьефе. Для этих вариантов было проведено технико-экономическое сопоставление с вариантом обычного плоского затвора с соответствующим крановым оборудованием.

Сравниваемые варианты должны обеспечивать выполнение трех основных условий:

автоматическое оперативное регулирование расхода;

полное открытие пролетов в паводки редкой повторяемости;

достаточную надежность эксплуатации водосбросов при снижении общих затрат.

Первое условие обеспечивается в пределах пропускной способности затворов при переливе до максимальной заданной отметки уровня верхнего бьефа. При этом не требуется участия обслуживающего персонала и энергоснабжения.

Второе условие также обеспечивается автоматически, без участия персонала. Однако должны быть учтены расходы на восстановление или замену сработавших затворов с учетом вероятности этих событий.

Для сравнения вариантов по надежности и эксплуатационным затратам необходимо рассмотреть факторы, создающие угрозу безопасности, и все расходы, связанные с обслуживанием затворов, а также оценить дополнительную выработку электроэнергии за счет повышения напора при использовании затворов «Гидроплюс».

При технико-экономическом сравнении вариантов необходимо учитывать различный характер регулирования расхода, так как он влияет на выработку электроэнергии.

В варианте с плоскими подъемными затворами, применительно к условиям Чагоянской ГЭС регулирование выглядит следующим образом.

Если расход приточности меньше пропускной способности турбин, то сброс воды производится только через ГЭС. Все затворы водосбросов закрыты. При увеличении приточности сверх пропускной способности турбин открываются затворы регулирующих поверхностных отверстий, чем поддерживается или восстанавливается отметка НПУ. Это должно делаться автоматически непрерывно или ступенями (с использованием аналоговой или дискретной схеме автоматики). Например, регулирование может осуществляться ступенчато каждый раз после изменения уровня верхнего бьефа на 10 см. Это регулирование поверхностными затворами производится до тех пор, пока величина суммарного сбрасываемого расхода не достигла пропускной способности полностью открытого донного отверстия. Тогда поднимается полностью затвор одного донного отверстия (включение донного отверстия при частичных открытиях нежелательно, так как гидравлический прыжок будет находиться в пределах секции водосброса) и опускаются все регулирующие затворы поверхностных отверстий. Вместо донных могут быть полностью открыты нерегулируемые поверхностные пролеты с тем, чтобы регулирующие затворы снова могли выполнять свои функции.

При этом кроме сложности и многодельности операций регу-

лирования, после полного подъема каждого затвора имеет место временное снижение уровня верхнего бьефа не менее, чем на ступень регулирования. Это является разрешающим условием для опускания регулирующих затворов. Увеличение приточности повышает уровень верхнего бьефа над НПУ на ступень регулирования, что является сигналом для подъема регулирующих затворов. Таким образом, во время регулирования уровень верхнего бьефа все время колеблется вокруг НПУ с амплитудой \pm ступень регулирования.

Другая ситуация создается при использовании затворов «Гидроплюс».

При увеличении расхода притока сверх пропускной способности турбин уровень верхнего бьефа поднимается выше НПУ и начинается перелив через затворы «Гидроплюс» без вмешательства персонала. Автоматическое регулирование происходит в пределах разрешенной форсировки уровня. Так, при допустимости форсировки УВБ, равной 75см, автоматически переливом срабатывается около $1000\text{м}^3/\text{с}$. Следует иметь в виду, что форсировка над НПУ при малых расходах в реке не вызывает дополнительных подтоплений по сравнению с уровнями при НПУ во время расчетного паводка. Следовательно, в полосе расходов до величины $Q_{ГЭС} + 1000\text{м}^3/\text{с}$, включая всю боковую приточность, регулирование расходов происходит автоматически и при уровнях, больших НПУ на заданную величину. При дальнейшем увеличении расхода поднимается на полную высоту один затвор донного отверстия, пропускающего несколько меньше $1000\text{м}^3/\text{с}$, и приращение на следующие $1000\text{м}^3/\text{с}$ вызывает соответствующий подъем уровня и автоматический перелив. При уменьшении расхода притока уменьшается перелив и, как только он прекращается (при НПУ), полностью закрывается донное отверстие, уровень снова поднимается и перелив возобновляется, и так до тех пор, пока приточность не упадет до пропускной способности турбин, после чего регулирование продолжается турбинами.

Как видим из сказанного, регулирование расходов при наличии затворов «Гидроплюс» проще и надежнее, да к тому же с выигрывом в выработке электроэнергии за счет дополнительного напора при переливе. Приведем приближенную оценку дополнительной выработки электроэнергии.

Мощность потока с учетом коэффициента полезного действия гидроагрегата может быть оценена формулой:

$$N = g Q H \eta,$$

где N - мощность, кВт, Q - расход, м³/с, H - напор, м, η - коэффициент полезного действия.

Если происходит увеличение напора на величину ΔH , то мощность равна

$$N_i = g Q (H + \Delta H) \eta = g Q H \eta + g Q \Delta H \eta = N + \Delta N,$$

где приращение мощности $\Delta N = g Q \Delta H \eta$.

При использовании плоских подъемных регулирующих затворов уровень верхнего бьефа во время регулирования колеблется вокруг НПУ и никакого приращения (осредненного) мощности не происходит. При регулировании же затворами «Гидроплюс» уровень верхнего бьефа изменяется всегда в большую сторону.

Следует учесть, что это приращение мощности будет происходить ежегодно в период времени, когда расход притока превышает турбинный расход в течение всего срока службы оборудования, который в наших условиях принимается равным 45 лет.

Рассмотрим вариант затвора «Гидроплюс» многоразового использования. Сравнение должно производиться в сопоставимых эксплуатационных условиях. Поэтому рассмотрение проводим для условий регулирования того же расхода 1000 м³/с (сверх турбинного) в нормальной и в аварийной ситуациях.

Затворы многоразового использования в принципе представляют собой плоские щиты с переливом через верх. Пропускная способность всех 30 затворов при тех же 75 см напора составляет 300 м³/с. Для регулирования расхода 1000 м³/с пришлось бы форсировать верхний бьеф не менее чем на 1,65 м, то есть нарушается идентичность условий сравнения.

Следовательно, для пропуска оставшихся 700 м³/с придется открыть полностью одно донное отверстие. Поскольку частичные открытия этих отверстий исключаются, то через донное отверстие может пройти расход от 700 до 970 м³/с, то есть может пропускаться больший расход, чем расход перелива, и тогда не только прекратится перелив, но уровень верхнего бьефа понизится ниже отметки НПУ. Уровень восстановится только за счет увеличения приточности. Таким образом, будут происходить колебания уровня верхнего бьефа вокруг НПУ так же, как при плоских затворах, которые, кстати, также могут быть с переливом, что не меняет ситуации. Следовательно, существенного выигрыша в выработке электроэнергии в данных условиях этот вариант затвора «Гидроплюс» не дает.

Неконкурентоспособными по сравнению с одноразовыми их

делает то обстоятельство, что они не обеспечивают автоматического регулирования в пределах пропускаемого одним донным отверстием расхода, понижается надежность, а стоимость их выше, чем для обычных плоских затворов. С учетом эксплуатационных затрат этот вариант затвора в данных условиях занимает промежуточное положение между традиционным плоским затвором и одноразовым затвором «Гидроплюс».

В результате технико-экономического сравнения трех вариантов для условий Чагоянской ГЭС выявлены существенные преимущества затвора «Гидроплюс» одноразового использования как по затратам, так и по надежности и простоте эксплуатации.

Для других малых ГЭС предпочтительнее могут оказаться затворы многократного использования.

Выводы

1. Использование затворов фирмы «Гидроплюс» на водосбросах ГЭС существенно повышает надежность сооружений и упрощает регулирование расходов воды при пуске, остановке и изменении режимов работы ГЭС во время паводков.

2. Эти затворы повышают экономичность эксплуатации, т.к. не требуют постоянного энергоснабжения и оперативного обслуживания и управления и создают условия для повышения выработки электроэнергии.

3. Российскими инженерами разработаны и испытаны на физических моделях несколько модификаций затворов как одноразового, так и многократного использования, учитывающих суровые климатические условия России.

4. Испытания в натуре затворов «Гидроплюс» в условиях европейской части России (Хоробровская ГЭС) и Дальнего Востока (Чагоянская ГЭС) позволят доработать конструкции и откроют перспективу широкого применения их в России.

ЛИТЕРАТУРА

1. **Schnitler N.Y.** Trans. of 13th Congr. of ICOLD. Vol.5. Q 49. Discuss. 12. N. Dehli. 1979.
2. **Lemperiere F.** Analysis of failures of dams less than 30 m high, Practical lessons. Trans. of 19th Congr. of ICOLD, Vol.3. Q 74. R 48. Florence. 1997.
3. **Методические рекомендации по оценке эффективности проектов и их отбору для финансирования.** М.: Госстрой РФ. 1994. №7-12/47.

БЕЗОПАСНОСТЬ ЭКСПЛУАТАЦИИ ПРИЛИВНЫХ ЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ

Усачев И.Н., кандидат техн.наук (АО НИИЭС)

30 лет эксплуатации первой в мире промышленной ПЭС Ранс во Франции (240МВт) и первой в России экспериментальной Кислогубской ПЭС в Арктике (рис.1 на цветной вкладке) доказали экологическую, социальную, техническую и экономическую безопасность использования возобновляемой энергии морских приливов. [3,4].

Предполагаемое приоритетное освоение в XXI веке первоочередных запасов приливной энергии в 120 створах внесет значительный вклад (до 12% покрытия графиков нагрузки) в преодолении глобального энергоэкологического кризиса [1.6]. Россия только от трех крупных ПЭС может получать до 250ТВт.ч/год экологически чистой энергии, причем в 1996г. уже представлено ТЭО Тугурской ПЭС, альтернативной строительству АЭС на Дальнем Востоке/. В настоящее время ведется проектирование участка Мезенской ПЭС на Белом море в ОЭС Восток-Запад, а совместная русско-американская комиссия рассматривает перспективы создания энерготранспортного туннеля под Беринговым проливом для передачи энергии Пенжинской ПЭС (рис.2 на цветной вкладке) с фантастической мощностью 87ГВт [1].

Обоснование всеобъемлющей безопасности эксплуатации мощных ПЭС в России возглавляют в настоящее время специалисты национальной школы освоения приливной энергии в НИИЭС и Гидропроекте. Исследования осуществляются на морской научной базе энергетической отрасли на Кислогубской ПЭС.

Так, результаты продолжающегося с 1924г. мониторинга по экосистемам отсекаемого плотиной ПЭС от моря бассейна, морских строительных материалов в условиях арктического побережья (с 1963г.) и уникальной тонкостенной железобетонной конструкции в приливном море (с 1968г.) позволили установить долговечность безаварийной эксплуатации энергетических сооружений на Крайнем Севере в течение более 30 лет и прогнозировать её на более длительное время.

Все аспекты безопасности эксплуатации ПЭС можно оценить по разработанной в НИИЭС эффективной методике,

предлагаемой для оценки риска аварий энергетических сооружений России [5].

Эта методика характеризуется количественными и качественными факторами, отражающими: влияние на сооружение окружающей среды, конструктивные особенности и состояние сооружения, возможный экономический и социальный ущерб в случае аварии, изменение нормативных оценок состояния сооружений и отклонения контролируемых показателей от требований правил технической эксплуатации.

Итоговая оценка уровня безопасности представляется в безразмерном виде на основе специально разработанных таблиц.

Рассмотрим в соответствии с требованиями предлагаемой методики все основные факторы, основанные на натуральных данных многолетней эксплуатации и результатах комплексных исследований ведущих специализированных институтов применительно к ПЭС Ранс и Кислогубской.

Техническая безопасность сооружений ПЭС основана на безаварийной 30-летней эксплуатации без проведения капитальных ремонтов.

Здание ПЭС Ранс и его основание, возведенные классическим способом, за перемычками, соответствуют в настоящее время существующим во Франции нормам и правилам.

Конструкции здания ППЭС толщиной 0,7-2,5м. воспринимают напор прилива до 13,5м. (максимально наблюдаемый в мире прилив в заливе Фанди в Канаде 16,2м.).

Капсульные гидроагрегаты с двусторонней турбинной, насосной и холостой работой, специально созданные фирмой "Нейрпик" для ПЭС (за 30 лет одна авария из-за дефектов в генераторе), обеспечивают исключительную гибкость эксплуатации ПЭС в оптимизационном режиме с полной автоматизацией управления с общего пульта энергосистемы Нормандии. За все 150 тысяч часов работы гидроагрегатов на поверхности турбинных камер и лопастей рабочих колес не обнаружено никаких следов кавитации. Единственно наблюдаемое неудобство при эксплуатации из-за влияния океанической среды - это необходимость месячной остановки каждого из гидроагрегатов раз в 2 года для очистки поверхностей от биологического обрастания [3].

Здание Кислогубской ПЭС было впервые в практике гидроэнергетического строительства возведено наплавленным (без возведения перемычек) способом. Железобетонные элементы изготовлены в строительном доке в Мурманске и по воде отбук-

сированы за 100км в свой установки в горле губы Кислой Баренцева моря и поставлены на песчаную подготовку толщиной 0,5м., выполненную под водой и выровненную с помощью специально созданного устройства с точностью до ± 3 см. Этот способ строительства predetermined ажурность конструкции ПЭС с элементами толщиной всего 15-30см и слоем защиты арматуры толщиной 2см.

При строительстве в здание ПЭС по проекту НИИЭС было заложено 608 приборов КИА для контроля напряженного, температурного и фильтрационного состояния конструкции.

Здание ПЭС было выполнено из специально разработанного бетона особо высокой морозостойкости (марка F 1000 при максимальной по ГОСТ F 500), а арматура и оборудование защищены системами катодной защиты. За 30 лет службы на Арктическом побережье при 400-500 наблюдаемых циклах замораживания-оттаивания в зоне прилива и при чрезвычайной агрессивности океанской воды (соленость 30-35%) конструкция здания ПЭС не имеет никаких повреждений, напряженное состояние арматуры в пределах нормы, прочность бетона достигла 80 МПа (при проектной 40 МПа) (таблица 1).

Исключительная плотность бетона ($B > 14$) обеспечивает практически полную непроницаемость стен внутренних помещений на нижних отметках толщиной 15см. при напорах 8-12м.

Искусственное основание здания ПЭС обладает фильтрационной устойчивостью, суффозия грунта отсутствует, осадки здания равномерны по основанию и полностью стабилизировались уже к третьему году эксплуатации.

Арматура и оборудование не имеют следов коррозии. Созданная на ПЭС электролизная установка обеспечила полную защиту турбинного водовода от биообрастания (в соседнем донном водоводе обрастание достигали $230\text{кг}/\text{м}^2$); работа установки предназначена на весь расчетный срок эксплуатации (более 50 лет).

Следует отметить, что 60% заложенных в конструкции приборов КИА и через 30 лет службы дают достоверную информацию, хотя их нормативный срок работы в пресной воде составляет 8 лет. По-видимому, такую исключительную долговечность можно объяснить практически непроницаемой для морской воды структурой бетона ПЭС.

Безотказно действующая система визуального и инструментального всеобъемлющего контроля и мониторинга уникального сооружения и его оборудования установила полную тех-

ническую безопасность Кислогубской ПЭС за 30 лет её работы в исключительно суровых природных условиях [1,2].

Продолжение мониторинга позволит определить фактическую долговечность материалов и конструкции, для обоснования проектов энергетических объектов на Крайнем Севере и шельфе северных морей.

Экологическая безопасность ПЭС доказана результатами многолетних комплексных исследований, осуществляемых на ПЭС. Ранс, для проектов ПЭС Мерсей и Северн в Англии и Тугурской ПЭС в России, а также на Кислогубской ПЭС /1/.

Обширные исследования морской лаборатории Института естественной истории в бассейне ПЭС Ранс установили, что несмотря на пятилетний период изоляции эстуария перемычками, в период строительства ПЭС биологическая стабилизация флоры и фауны произошла через 10 лет и сохраняется благодаря строгому соблюдению проектных режимов эксплуатации ПЭС, обеспечивающих постоянство графика водообмена бассейна с морем. Новые условия в бассейне ПЭС изменили, но не обеднили качественный и количественный состав гидробионтов и даже привели к почти двойному увеличению биомассы донного сообщества. Также отмечается увеличение продуктивности рыбной массы, и урожая моллюсков на подводных плантациях местных жителей и улучшение условий существования птиц на всем протяжении бассейна.

Мониторинг экосистем бассейна Кислогубской ПЭС осуществляется с 1924г., когда еще водообмен губы с морем не был ограничен плотиной ПЭС. При пуске ПЭС в эксплуатацию были организованы многопрофильные исследования в биологических створах и на станциях изучения гидрологического и ледового режима и состояния и структуры планктонного сообществ.

Конструкция капсульного гидроагрегата ПЭС позволяет практически беспрепятственно пропускать рыбу через плотину ПЭС. Так, проведенные на Кислогубской ПЭС опытные пропуски через агрегат с диаметром рабочего колеса 3,3м. со скоростью вращения 72об/мин 20т промысловой рыбы с размером в поперечнике до 26см (Исследования Полярного института рыбного хозяйства и океанологии) не установили повреждения ни одной из контрольных выловленных особей. [1].

Также минимальны потери от пропуска через капсульный агрегат ПЭС зоопланктона. Исследования Биофака МГУ на Кислогубской ПЭС и на Нижне-Туломской ГЭС установили, что на капсульном гидроагрегате ПЭС гибнет всего 4-5% био-

массы зоопланктона, а на осевом агрегате ГЭС до 85%. На крупных ПЭС, где предполагается использование капсульных гидроагрегатов с диаметром рабочего колеса 8,5 и 10 м проблем пропуска через плотину ПЭС рыбы и выживания зоопланктона, по-видимому, не возникнет и возведения специальных рыбопропускных сооружений не потребуется.

Экспериментальный статус станции позволил провести (непроизвольно) уникальный опыт, когда изменение проектного режима с сокращением водообмена бассейна с морем до 3% в течение 3 лет привело почти к полному замору гидробионтов в бассейне, но возобновление постоянного водообмена на требуемом уровне помогло восстановлению природной фауны за двенадцатилетний период, что согласуется с выше приведенными данными о восстановлении гидробионтов на ПЭС Ранс.

Изучение изменения солености воды в бассейне, определяющего экологическое состояние морской фауны и льда, показало, что колебания солености составляют всего около 0,07%, т.е. практически незаметно.

Исследования свидетельствуют о том, что ПЭС повлияют и на смягчение ледового режима в бассейнах. Так, в ТЭО Тугурской ПЭС установлено, что плотина ПЭС не пропустит лед из Охотского моря в бассейн, а количество льда в бассейне уменьшится почти вдвое. При этом уменьшится и толщина льда до 1,5 м (в естественном состоянии около 2 м), торосы и предпосылки к их образованию исчезнут, прекратится нажимное действие льда со стороны моря.

Исследования ледотермической лаборатории ВНИИГ по Мезенской ПЭС установили ограничение расчетного давления льда на сооружения ПЭС, определили конструктивные условия отсутствия вовлечения льда в отсасывающие трубы.

Изучения размывов дна и движения наносов при отсечении бассейна от моря плотиной ПЭС показали, что, все процессы динамического изменения дна придут к равновесию и полностью стабилизируются в течение первых 2 лет эксплуатации.

Однако, основные экологические преимущества ПЭС (перед ГЭС) определяются отсутствием затопления земель, т.к. бассейн ПЭС образуется естественным путем без подтопления берегов. К тому же максимальный уровень бассейна даже несколько понижается из-за уменьшения естественного водообмена, а колебания уровней регулируются проектным режимом эксплуатации ПЭС.

Необходимо также отметить благоприятное влияние на окружающие ПЭС экосистемы внедрения разработанного в России наплавного способа строительства ПЭС, благодаря которому в створах ПЭС нет необходимости возводить временные крупные стройбазы, поселки строителей, сооружать перемычки и пр., что, безусловно, ведет к сохранению природной среды, особенно ранимой в условиях Севера, где планируется возведение мощных ПЭС.

Благоприятное влияние на сохранение зоопланктона и пропуск рыбы окажет и предлагаемая установка на ПЭС нового ортогонального агрегата.

Главным экологическим преимуществом ПЭС по сравнению с ТЭС и АЭС является то, что они исключают выброс вредных для здоровья и губительных для природы газов, золы, радиоактивных и тепловых отходов при добыче, транспортировке, переработке, сжигании и захоронении топлива, предотвращают сжигание кислорода воздуха.

Например, только сооружение Тугурской и Мезенской ПЭС предотвратит выброс 250млн. тонн углекислого газа, золы, окислов серы, азота и сохранят около 200млн.тонн кислорода.

Именно, изучение возможных экологических последствий определяют основу решения по сооружению ПЭС. Экологический мониторинг влияния ПЭС на окружающую среду, осуществляемый на Кислогубской ПЭС и не имеющий аналогов в мире, вносит существенный вклад в обоснование проектирования, строительства и эксплуатации ПЭС в России. За рубежом наиболее подробные исследования были проведены по ПЭС Северн и Мерсей.

Энергетическая безопасность приливной энергии определяется её неизменностью в сезонном и многолетнем периодах, независимостью от водности года и наличия топлива, возможностью гармоничного использования совместно с электростанциями других типов в энергосистемах как в базе, так и в пике графика нагрузок. Несмотря на изменения нагрузки ПЭС в течение суток и месяца, что в настоящее время гасится возможностями энергосистем, остается неизменно гарантированной среднемесячная величина приливной энергии. Это ценнейшее качество является исключительно важным и ценным компонентом безопасности энергосистем, включающих гидравлические и тепловые электростанции, зависящие от наличия топлива и наполнения водохранилищ.

Таблица 1

Долговечность энергетических сооружений в зоне прилива Баренцева и Белого морей

| Сооружения | Характеристика бетона | | | | | | | | | |
|--|-----------------------|-------------------------------------|---------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|-----------------------|---------------------|------------------------|--|--|
| | Местоположение | Продолжительность эксплуатации, год | Цемент | Крупный заполнитель (фракции, мм) | Добавки | Технология уплотнения | Прочность МПа (год) | Водопоглощение % (год) | Разрушения бетона в зоне прилива, глубина в мм до: | |
| Нижне-Туломская ГЭС, нижний бьеф (Кольский залив) | 65 | Пурцолановый (400) | Гравий (5-50) | нет | Вручную | 14,2-19,1 (1977) | 3,5-7,1 (1978) | 120 | | |
| Нива ГЭС-II, нижний бьеф, (Белос море) | 50 | Пурцолановый (320) | Гранитный щебень (35-70) | нет | Пневмо вибраторы | 14,5 (1983) | нет данных | 520 | | |
| Борисоглебовская ГЭС, нижний бьеф (Баренцево море) | 40 | Пурцолановый (350) | Гранитный щебень (35-70) | Воздухо вольекая | Электро вибраторы 10-12 тыс кол./мин | 25,0-30,0 (1979) | 2,4-4,9 | 30 | | |
| Кислогубская ПЭС (Баренцево море) | 30 | Сульфатостойкий порцеланд (480) | Гранитный щебень (5-10 и 10-20) | ССВ, СНВ | Электро вибраторы 10-12 тыс кол./мин | 40,0-81,2 (1997) | 0,65-2,1 (1990) | Разрушений нет | | |

Социальная безопасность ПЭС определяется, в основном, тем, что приливные электростанции не оказывают вредного воздействия на человека.

ПЭС не отравляют нас вредными выбросами в отличие от тепловых электростанций, не угрожают территориям ниже бьефа волной прорыва в отличие от ГЭС, не представляют радиационной опасности в отличие от АЭС. Не угрожает населению в примыкающих к ПЭС районам и влияние на ПЭС катастрофических природных и социальных явлений (землетрясения, наводнения, военные действия).

Благоприятными факторами социальной безопасности для населения также являются: смягчение (выравнивание) климатических условий на примыкающих к бассейну ПЭС территориях; защита берегов от штормовых явлений; расширение возможностей хозяйств марикультуры в связи с увеличением биомассы морепродуктов - в бассейне (на ПЭС в Китае и на ПЭС Ранс урожаи подводных огородов мидий и устриц возросли в 1,5-2,0 раза).

Кроме этого, ПЭС улучшают транспортную систему района и предоставляют исключительные возможности расширения туризма. Так, ПЭС Ранс по посещаемости стоит во Франции на втором месте после Эйфелевой башни (в 1955 г. ПЭС посетили 400 тыс. туристов).

Экономическая безопасность ПЭС может быть обоснована многолетними данными по стоимости энергии на промышленной ПЭС Ранс, где она является самой низкой по сравнению со стоимостью энергии на всех других типах электростанций в энергосистеме Electricite de France в центре Европы (за 1995г. стоимость 1 кВт.ч. электроэнергии на ПЭС составила 18,50, на ГЭС - 22,61, ТЭС - 34,20, АЭС - 26,15 сантимов), причем тенденция разрыва стоимости энергии ПЭС с классическими станциями неуклонно возрастает в пользу ПЭС [3].

Проект Тугурской ПЭС экономически обосновал строительство ПЭС, а при сравнении вариантов сооружения Тугурской ПЭС и Амгуеньской АЭС был показан явный приоритет ПЭС по экологическим и экономическим показателям (себестоимость кВт.ч. на ПЭС - 2,4, а на АЭС - 8,7 коп. в ценах 1996 г.) [1].

Применяемая в настоящее время на Западе методика экономического обоснования строительства электростанций сводится к определению коэффициента отношения доходов

к расходам. В Англии в современном проекте ПЭС Мерсей (1994г.) этот коэффициент составил 1,22, причем основную прибыль ПЭС принес экологический фактор - доход 627млн.ф.ст. вследствие предотвращения выбросов CO_2 при сжигании топлива на ТЭС. Этот же коэффициент в проектах других крупных ПЭС Запада также определяет экономическое преимущество ПЭС: ПЭС Северн (7,2 млн.кВт) в Англии - 1-1.7 (в зависимости от процента на капитал), Фанди (4,02) в Канаде - 1.3-2.45, [1].

Исключительно интересным представляется ожидаемая торговля квотами по ограничению выброса вредных выбросов в атмосферу присоединившимися к Мировой конвенции ООН по изменению климата развитыми странами. В этом своеобразном бизнесе чистым воздухом по расчетам экономистов Россия за счет Мезенской и Тугурской ПЭС страна может прибавить к своему бюджету около 2,5 млрд. US \$/год (10US\$ на тонну выбросов, по данным Всемирного банка).

Учитывая вышеприведенные факторы, количественная оценка риска I аварий на ПЭС по предлагаемой методике может быть определена самым низким показателем $0 < I < 1$ [5].

ЛИТЕРАТУРА

1. Tidal Power Plants, Editor in Chief L.V. Bernchtein, Korea Ocean Research and Development Institute. Seoul. 1996.

2. Усачев И.Н. 30 лет первой в мире приливной электростанции Ранс во Франции. // Гидротехническое строительство. 1997. №7.

3. 3.eme anniversaire de La Rance. La Houille Blanche. Revue internationale de L'eau. Paris. 1997. №3

4. Новоженин В.Д., Усачев И.Н., Эрлихман Б.Л. Приливные электростанции - источник дешевой, экологически чистой возобновляемой энергии (к 30-летию Кислогубской ПЭС).

5. Иващенко И.Н. Разработка и внедрение методов оценки риска аварий гидротехнических сооружений и методов страхования ответственности за последствия аварий. Безопасность энергетических сооружений. М.: НИИЭС. 1998. Вып.1.

6. «Новая энергетическая идея на XXI век», принята на I международной конференции «Энергетика и общество».

УНИВЕРСАЛЬНЫЙ ПРОГРАММНЫЙ КОМПЛЕКС *СТАДИО* ДЛЯ СТАТИЧЕСКИХ И ДИНАМИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОМБИНИРОВАННЫХ СИСТЕМ. ОСНОВНЫЕ ВОЗМОЖНОСТИ, ОПЫТ ЭКСПЛУАТАЦИИ И ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ.

Белостоцкий А.М., кандидат техн. наук (АО НИИС)

Многоцелевой программный комплекс *СТАДИО* обеспечивает численное решение стационарных, нестационарных и динамических задач теории поля, расчеты статического и динамического напряженно-деформированного состояния (НДС), устойчивости и прочности произвольных пространственных комбинированных систем в линейной и нелинейных постановках. Реализованы оптимизированные алгоритмы, включающие представительную библиотеку конечных элементов (более 100 типов стержневых, плитно-оболочечных, дву- и трехмерных, элементы жидкости и с заданными матрицами), совместимых в единой расчетной модели, современные "решатели" алгебраических задач большой размерности (методы Холецкого, неполной факторизации, итераций подпространства, блочного Ланцоша, Ньюмарка, Вилсона, Кранка-Николсона, суперэлементные схемы и др.) и развитое сервисное обеспечение.

Основные количественные возможности последней "базовой" версии 6.10 комплекса для ПЭВМ класса *Pentium* и совместимых (*RAM 16M* и более, язык программирования вычислительных модулей - версия *Fortran 77*) представлены в таблице.

Таблица

| Параметр для системы/одного суперэлемента | Предельное значение |
|---|---------------------|
| Степени свободы | 32000 |
| Узлов сетки | 10000 |
| Конечных элементов | 10000 |
| Материалов (сред) | 1500 |
| Вариантов нагрузок | 200 |
| Собственных частот и форм | 500 |
| Шагов интегрирования по времени | 10000 |

Иерархия и степень вложенности суперэлементов - произвольные.

Серия вычислительных экспериментов показала также высокую эффективность реализованного современного варианта метода неполной факторизации - предобусловленного метода

сопряженных градиентов [12] - для решения разрешающих систем МКЭ порядка до 500 000, особенно для трехмерных массивных объектов.

Открытая и модульная "архитектура" комплекса, включающего программы вычислительного ядра, пре- и постпроцессорной обработки данных и объектно-ориентированные подсистемы (рис. 1), позволяет уже на протяжении 22 лет постоянно пополнять его новыми конкурентоспособными типами конечных элементов и видами суперэлементных сборок, моделями поведения материалов, численными схемами и сервисными функциями, переносить на новые вычислительные "платформы", а также развивать на решение задач в более сложной постановке¹.

Вычислительное "ядро" комплекса *СТАДИО* состоит из следующих программных модулей:

СТАДИО-СТАЦ - решение стационарных задач теплопроводности, фильтрации, течения идеальной жидкости и других задач теории поля с произвольными краевыми условиями;

СТАДИО-НСТАЦ - решение аналогичных нестационарных задач теории поля (с возможностью запоминания и использования результатов для последующего решения упругих задач);

СТАДИО-СТАТ - линейно-упругий расчет на стационарные нагрузки (объемные, поверхностные, линейно распределенные, сосредоточенные силы и моменты, температурные, начальные деформации и напряжения), в том числе многовариантные расчеты с учетом поэтапности возведения;

СТАДИО-РАЗР - решение линейных задач механики разрушения, включая определение коэффициентов интенсивности напряжений и J -интегралов в телах с трещинами;

¹ Под руководством автора основное участие в разработке модулей вычислительного ядра комплекса *СТАДИО* принимали д.т.н. М.В.Белый, д.т.н. В.Е.Булгаков, к.т.н. В.Г.Бельский, к.т.н. М.Х.Каплан и А.Е.Жаворонков, пре- и постпроцессорных модулей и объектно-ориентированных систем - А.В.Ермаков и Г.А.Воронова, в тестировании и практических расчетах - Б.М.Чамов, И.К.Чамов, к.т.н. А.В.Нефедов, С.П.Новиков и Е.С.Ульянова.

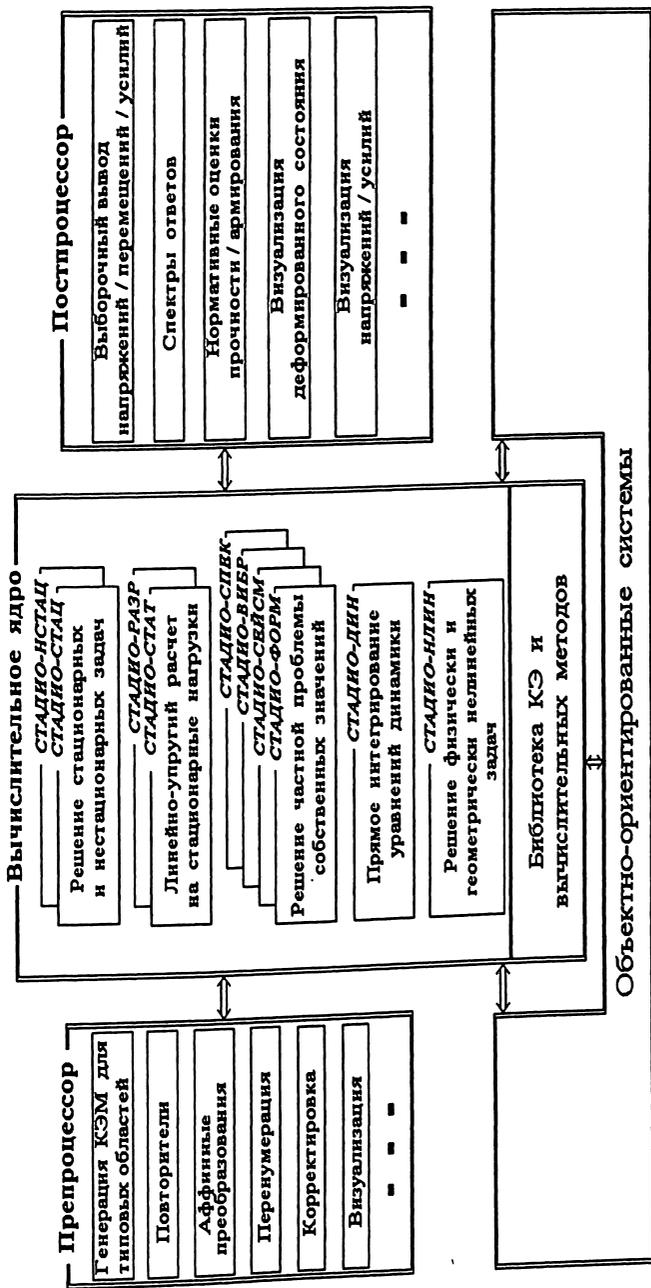


Рис.1. Структура программного комплекса СТАДИО

СТАДИО-ФОРМ - решение частной проблемы собственных значений: определение значимой части спектра собственных частот и форм колебаний, критических нагрузок и форм потери устойчивости;

СТАДИО-СЕЙСМ - квазистатический "нормативный" спектральный расчет на сейсмические воздействия, заданные спектрами ускорений, с определением перемещений, ускорений, усилий и напряжений по альтернативным методикам;

СТАДИО-ВИБР - оценка параметров вынужденных установившихся колебаний систем без демпфирования, с ортогональным и неортогональным демпфированием;

СТАДИО-СПЕК - спектральный динамический расчет линейно-упругих систем на силовые и кинематические воздействия с разложением по формам собственных колебаний;

СТАДИО-ДИН - прямое интегрирование по времени уравнений движения линейно-упругих систем при заданных термосиловых и кинематических воздействиях (в том числе, при "неплатформенных" схемах возбуждения) с определением ответных акселерограмм и спектров;

СТАДИО-НЛИН - решение нелинейных (большие перемещения, конечные деформации, эффекты пластичности и вязкопластичности, односторонние связи, швы и трещины с трением [11]) уравнений движения при заданных статических и динамических термосиловых и кинематических воздействиях.

Препроцессорные модули комплекса обеспечивают различные экономичные и надежные режимы задания конечно- и суперэлементных моделей, в частности:

"повторители" топологии, геометрии, граничных условий, сосредоточенных и распределенных факторов для групп узлов, элементов и подсистем;

аффинные преобразования подсистем;

генераторы сеток для одно- и многослойных пластин, оболочек и тел вращения и призматических форм;

процедуры программного перестроения моделей, включая перенумерацию, вставку и объединение узлов;

банк типовых динамических нагрузок и наиболее употребительных аналоговых акселерограмм;

глубокая последовательная программная диагностика ошибок и информационная диагностика;

визуализация расчетной модели и ее фрагментов в произвольных ракурсах, экспорт модели в AutoCAD.

Постпроцессорные модули включают развитые средства об-

работки, табличного представления и визуализации результатов расчета. Для каждого варианта и произвольной линейной комбинации статических нагрузок и момента времени динамического процесса можно определить и вывести:

перемещения, скорости и ускорения, собственные формы колебаний всех или заданных узлов, узлов с максимальными значениями факторов;

компоненты напряжений и (или) усилий в местной системе, главные и приведенные напряжения во всех или в заданных элементах, в требуемом числе КЭ с их максимальным уровнем;

спектры ответа (ускорений) для заданных частот и уровней демпфирования;

коэффициенты интенсивности напряжений для тел с трещинами;

нормальные и касательные силы в контактных узлах швов и макротрещин.

Реализованы также расчетные оценки прочности и армирования бетонных и железобетонных конструкций в соответствии с положениями действующих общестроительных и гидротехнических СНиПов и атомных норм.

Визуализация допускает отображения в произвольных ракурсах и с удалением невидимых линий деформированных сеток, полей напряжений, усилий и площадей арматуры в выбранном фрагменте модели.

Предусмотрены как дальнейшее развитие собственных пре- и постпроцессорных возможностей *СТАДИО* (в частности, с использованием новых информационных технологий в среде *Windows95/NT*), так и весьма перспективная реализация интерфейса ("калиток") с известными и вновь разрабатываемыми коммерческими генераторами сеток и визуализаторами результатов - *PATRAN*, *FEMAP* и другими - более доступными по цене, чем полноценные зарубежные "промышленные" расчетные комплексы.

К настоящему времени разработаны следующие объектно-ориентированные подсистемы, использующие модули вычислительного "ядра" *СТАДИО*, имеющие собственные пре- и постпроцессорные возможности и позволяющие пользователю в удобном диалоговом таблично-графическом режиме вводить лишь необходимый минимум исходной информации и отображать результаты расчетов типовых объектов, не "опускаясь" до явного задания конечно- и суперэлементной модели:

Геометрия расчёта **рис13в** Участок **1 10-13** Корректировка

| Геометрия участка | | Признак |
|-------------------|----------|----------|
| 0 | 0.00 | 0.00 |
| 1 | смещение | 50.00 |
| 2 | радиус | 350.00 |
| 3 | 1255.00 | 0.00 |
| 4 | радиус | 350.00 |
| 5 | 1255.00 | 0.00 |
| 6 | смещение | 1250.00 |
| 7 | радиус | 350.00 |
| 8 | 1255.00 | -3350.00 |
| | | -1000.00 |

Координата по оси X1
X1 = 0.00(мм)

Геометрия прототипа

Прототипы не выбраны

Признак

ESC Выход F1 Помощь F2 Координаты F3 Отрисовка Enter Выбор

Рис.2. Подсистема АСТРА-НОВА.

АСТРА-НОВА - поверочные расчеты пространственных разветвленных трубопроводных систем по суперэлементной пространственно-стержневой схеме (с учетом "оболочечной" податливости гибов и тройников) на статическую и циклическую прочность, на сейсмические воздействия, вибропрочность и неустановившиеся динамические процессы в соответствии с российскими нормативными требованиями в атомной энергетике (**АСТРА-АЭС**, ПНА Г-7-002-86 [14]), тепловой энергетике (**АСТРА-ТЭС**, РТМ 24.038.08-72[15]) и в нефтеперерабатывающих/нефтехимических производствах (**АСТРА-НЕФТЕХИМ**, РТМ 38.001-94[16]) (рис.2).

СТАДИО-АСТРА - статический расчет пространственного НДС и прочности типовых массивных и оболочечных элементов трубопроводов: ортогональных тройников, гибов и колен, конических переходников и линзовых компенсаторов (рис.4 на цветной вкладке).

СТАДИО-ВЭУ - статический и динамический суперэлементный расчет типовых ортогональных ветроэнергетических установок (рис.3 на цветной вкладке).

При этом генерация оптимальных КЭМ и СЭМ выполняется программно на основании априорных оценок и результатов предварительных численных исследований объекта.

Нельзя не упомянуть одного интересного организационно-финансового аспекта: "отпочковавшись" от материнского исследовательского комплекса, питаюсь его алгоритмическими "соками" и веду самостоятельную и, что объяснимо, более успешную коммерческую жизнь, семейство производственных объектно-ориентированных программ **АСТРА-НОВА** частично спонсирует развитие **СТАДИО**.

Комплекс **СТАДИО** детально верифицирован на представительном множестве тестовых и практических задач. Подготовлен и выпущен верификационный отчет [13], удовлетворяющий повышенным требованиям Госатомнадзора России к аттестуемым программным средствам и содержащий показательные и сопоставимые (с аналитикой, экспериментом и численными результатами, полученными по известным программам **ANSYS** и **COSMOS/M**) примеры линейного и нелинейного статического, температурного и динамического расчета стержневых, плитно-оболочечных, трехмерных и комбинированных систем.

Версии комплекса **СТАДИО** (**СТАДИО-1**, **СТАДИО-81**, **СТАДИО-85**, **СТАДИО-88**, **СТАДИО-91**, действующая - 6.10)

и объектно-ориентированные подсистемы (*АСТРА-АЭС, АСТРА-ТЭС, АСТРА-НЕФТЕХИМ, СТАДИО-ВЭУ* и другие) внедрены и применялись для расчетного обоснования объектов гидро-, ветро- и атомной энергетики, гражданского строительства и различных отраслей промышленности в отделениях институтов "Гидропроект" и "Атомэнергопроект", НИСе Гидропроекта, НИЦ СтаДиО, МИСИ и МГМИ, ЦНИИСК им. Кучеренко, ВНИИ Атомного машиностроения, ОКБ "Гидропресс", НПО "Красная Звезда", НИИ Теплотехники, Игналинской АЭС (Литва), институте "Энергопроект" и АЭС "Козлодуй" (Болгария) и других проектно-конструкторских, научно-исследовательских и эксплуатирующих фирмах.

С применением программного комплекса *СТАДИО* решены сложные практические задачи численного моделирования статического и динамического пространственного НДС энергетических конструкций и систем сооружение - основание - водохранилище с отдельным и (или) совместным учетом существенных, в том числе нелинейных факторов. Результаты выполненных расчетных исследований позволили на новом научном уровне обосновать и оптимизировать проектируемые и реконструируемые объекты и системы мониторинга строящихся и эксплуатируемых сооружений (рис.4 на цветной вкладке) [1-12]:

- арочные, контрфорсные и гравитационные плотины Ингури, Худони, Курсайского, Катунского, Ржевского, Хоабинь (Вьетнам), Капанда (Ангола) и других гидроузлов, здание Плявиньской ГЭС (Латвия), водоприемник и оригинальная бетонная плотина гидроузла Танг-Е-Дук (Иран), подземные сооружения Рогунской ГЭС (Таджикистан), новые конструктивные варианты сейсмостойких грунтовых плотин, наплавные конструкции приливных и малых ГЭС, ледостойкая платформа по добыче нефти и газа на шельфе (Чайво-1) и ветроэнергетические установки;

разнообразные и сложные разветвленные трубопроводные системы, элементы оборудования, железобетонные и сталебетонные защитные оболочки, пространственные системы оборудование - сооружение - основание реакторных отделений, машинных залов и хранилищ отходов Курской, Смоленской, Нововоронежской, Билибинской и Игналинской АЭС, АЭС "Козлодуй" и проектных вариантов АЭС нового поколения;

уникальные и типовые сооружения и конструкции гражданского строительства Москвы (покрытие спортивной арены Лужников, монумент 300-летию Российского флота, высотный комплекс ММВБ, подземная автостоянка ТРК "Манежная площадь", гостинично-деловой центр "Новинский бульвар" и другие);

трубопроводы, оборудование и строительные конструкции нефте- и газоперерабатывающих производств, сложные конструкции различных отраслей машиностроения (судостроение, аэрокосмическая и электротехническая промышленность).

Рекомендации и инженерные методики, разработанные на основе методических и практических расчетов, внедрены в действующие нормативно-методические документы, ведомственные руководства и пособия по проектированию.

Основные перспективы развития комплекса связаны с совершенствованием и пополнением модулей вычислительного ядра и сервисных возможностей. Из наиболее актуальных и трудоемких численных "точек роста" выделим:

распространение разработанного суперэлементного подхода к решению задач с односторонними связями и трением на статические и динамические расчеты реальных трехмерных систем сооружение - основание с локальными нелинейностями при числе контактных пар узлов (или узлов иных зон нелинейности) более 1000;

реализация альтернативных однородных и смешанных конечно- и суперэлементных алгоритмов решения связанных задач гидроупругости применительно к динамическому расчету трехмерных систем сооружение - основание - водохранилище, тонкостенного емкостного оборудования и виброакустических систем;

разработка и апробация суперэлементной схемы метода динамического синтеза подконструкций для определения спектра собственных частот и форм, установившихся и неустановившихся колебаний пространственных комбинированных систем.

В настоящее время ведется разработка новой версии комплекса - *СТАДИО-99*, функционирующего в ОС *Windows95/NT* (язык для вычислительных модулей - версия *Fortran 90*).

В качестве перспективной, но вполне достижимой цели при современном уровне развития информационных технологий может рассматриваться разработка подсистемы автоматизиро-

ванной генерации расчетных статических и динамических трехмерных моделей сооружение - основание и сооружение - основание - водохранилище для параметризуемых видов сооружений и реального рельефа местности.

Экономически перспективы комплекса *СТАДИО* обусловлены тем, что наиболее продвинутые современные зарубежные комплексы программ статического и динамического расчета пространственных комбинированных систем сооружение - основание - жидкость в нелинейных постановках (*ABAQUS, ANSYS, MARC, NASTRAN, NISA, SAP90* и др.) сейчас не по "карману" даже ведущим российским проектным и исследовательским организациям, т.к. стоимость минимально необходимого комплекта модулей превышает *20 000 USD*. Кроме того, при всей декларируемой и, по-видимому, максимально возможной открытости этих комплексов добавление пользовательских процедур (например, нормативно-регламентированных методик, новых моделей поведения материалов или конкурентоспособных численных схем) вызывает очевидные проблемы из-за отсутствия полноценных дистрибьюторов-консультантов в России и затрудненности контактов с разработчиками. Научная же необходимость такого пополнения и развития очевидна и, в частности, провозглашена (Мадрид, 1996г, 4-й семинар *ICOLD* по расчету высоких плотин) для задач статического и динамического расчета систем сооружение - основание с учетом нелинейных эффектов открытия-закрытия швов и макротрещин.

Поэтому, не из-за боязни пресловутой зависимости от Запада - мы давно живем в мире разделения труда и безусловного лидерства США в разработке программных средств различного назначения - наряду с освоением легально доступных лицензионных зарубежных программ (*COSMOS/M*, возможно - *ADINA*) целесообразным представляется разработка и развитие отечественного исследовательского комплекса, реализующего альтернативные подходы и алгоритмы статического и динамического расчета сложных механических систем. Определенный сдержанный оптимизм по поводу возможности таких наукоемких и трудоемких разработок основан, в частности, на известном и парадоксальном факте зарождения и развития советских программных комплексов в коллективах, не обласканных финансовым вниманием, на собственном опыте работы автора уже в современных условиях и на необходимости дальнейшего развития и расширения

ного применения математических моделей, провозглашенной в отраслевой программе "Безопасность энергетических сооружений" [16].

ЛИТЕРАТУРА

1. *Белостоцкий А.М.* Комплекс программ "СТАДИО-81" на ЕС ЭВМ: расчет пространственных физически нелинейных систем на статические и динамические воздействия. //Сборник научных трудов Гидропроекта. 1983. Вып. 85.
2. *Белостоцкий А.М., Головин В.В., Фрадкин Б.В.* Исследование напряженного состояния и разработка инженерной методики расчета на прочность тройниковых соединений при действии полной системы квазистатических нагрузок. Вопросы атомной науки и техники. Серия: Физика и техника ядерных реакторов. 1985. Вып.6.
3. *Белостоцкий А.М., Вашуров Е.А., Воронова Г.А., Якубович Н.И.* Автоматизированный расчет на прочность трубопроводных систем с учетом динамических воздействий. - Вопросы атомной науки и техники. Серия: Физика и техника ядерных реакторов. 1985. Вып.6.
4. *Белостоцкий А.М., Михайлов О.В., Анютин Р.И., Ляпин О.Б., Чамов Б.М.* Расчетно-экспериментальное обоснование конструкции резервуара давления с листовой арматурой. //Бетон и железобетон, 1985. № 9.
5. *Белостоцкий А.М., Чамов Б.М.* Расчет напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных защитных оболочек АЭС при статических и динамических воздействиях. - //Сборник научных трудов Гидропроекта. 1986. Вып.120.
6. *Белостоцкий А.М., Нефедов А.В., Новиков С.П.* Расчетное исследование динамического напряженно-деформированного состояния водосбросной секции плотин при воздействии на основание сбрасываемой воды. Сборник научных трудов Гидропроекта. 1986. вып. 145.
7. *Белостоцкий А.М.* Моделирование взаимодействия сооружения с основанием и жидкой средой в рамках трехмерного динамического расчета методом конечных элементов. //Сборник научных трудов Гидропроекта. 1987. Вып.123.
8. *Белостоцкий А.М.* Построение эффективных пространственных конечноэлементных моделей для динамического расчета систем "основание-сооружение". Труды ЦНИИСК им. Кучеренко, Методы расчета и оптимизации строительных конструкций на ЭВМ. М. 1990.
9. *Белостоцкий А.М.* Современные математические модели и методы оценки состояния эксплуатируемых энергетических сооружений. Научно-технический и производственный сборник "Безопасность энергетических сооружений". М.: НИИЭС. 1998. №1.
10. *Белый М.В., Белостоцкий А.М.* Численное решение трехмерных задач об одностороннем контакте с трением для упругих систем. //Сборник научных трудов МГСУ и НИЦ СтаДиО "Численные

и аналитические методы решения прикладных задач". 1998.

11. *Белостоцкий А.М.* Численное моделирование статического и динамического напряженно-деформированного состояния пространственных систем "сооружение - основание - водохранилище" с учетом нелинейных эффектов открытия-закрытия швов и макротрещин. Автореф. дисс. на соиск. уч. степени доктора технических наук М.: НИЦ СтаДиО. МГУП. 1998.

12. **Комплекс программ СТАДИО (версия 6.10).** Решение методами конечных элементов и суперэлементов линейных и нелинейных задач теории поля, статики, устойчивости, динамики и механики разрушения пространственных комбинированных систем. Верификационный отчет. Общее описание. Инструкция пользователя. М.: НИЦ СтаДиО. 1996.

13. **Нормы расчета на прочность оборудования и трубопроводов атомных энергетических трубопроводов.** ПНА Г-7-002-86. М.: Энергоатомиздат. 1998.

14. **РТМ 24.038.08-72.** Расчет трубопроводов энергетических установок на прочность. М. 1972

15. **РТМ 38.001-94.** Указания по расчету на прочность и вибрацию технологических стальных трубопроводов. М.: ВНИПИ-Нефть. 1994.

16. *Бритвин С.О., Иващенко И.Н., Семенов И.В.* О проекте отраслевой научно-технической программы «Безопасность энергетических сооружений». Научно-технический и производственный сборник Безопасность энергетических сооружений. М.: НИИЭС. 1998. №1.

ОБЕСПЕЧЕНИЕ БЕЗОПАСНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ ПОМЕЩЕНИЙ АЭС

*Ильин Ю.А., инженер, Рубин О.Д., кандидат техн. наук
(АО НИИЭС)*

Железобетонные конструкции «горячих» помещений атомных электростанций с реакторами канального типа, к которым относятся помещения барабанов-сепараторов (БС), нижних водяных коммуникаций (НВК), помещения расположения опорных конструкций реактора и другие, эксплуатируются при действии повышенных и высоких температур (СНиП 2.03.04-84 «Бетонные и железобетонные конструкции, работающие в условиях повышенных температур») порядка 200° -255°С.

Тепловая защита стен и перекрытий железобетонных кон-

струкций этих помещений состоит из активной (воздушное или водяное охлаждение) и пассивной (прошивные маты) составляющих. При этом, замеры температурного режима штатными термометрами показывают на недостаточную эффективность теплозащиты. Это связано с конструктивными, технологическими или эксплуатационными причинами. В результате этого внутри «горячих» помещений на глубине 10 см от поверхности бетона зафиксирована температура порядка 150°-220°С, действующая длительное время и оказывающая влияние на эксплуатационное состояние и несущую способность конструкций и, соответственно, сооружение в целом.

Как известно, высокая температура вызывает нарушение структуры бетона на портландцементе. Такое нарушение происходит в результате следующих процессов.

При нагревании до 100°С происходит высыхание бетона и из него выделяется свободная вода, находящаяся в порах. При нагревании до температуры от 100°С до 200°С из цементного камня выделяется не только свободная, но также и химически связанная вода. В результате обезвоживание цементного камня в процессе нагревания приводит к разрушению пространственной решетки кристаллогидратов, которое сопровождается изменением объема цементного камня и потерей его прочности.

Воздействие высокой температуры на железобетонную конструкцию приводит к развитию трещин, происходит перераспределение напряжений между бетоном и арматурой, изменяется первоначальная (проектно-расчетная) схема работы.

В этих условиях необходимо проведение комплекса расчетных и натурных исследований, позволяющих обосновать в новых сложившихся условиях безопасную работу строительных конструкций «горячих» помещений. При этом первоначальная задача - выявление фактической схемы работы, которая в свою очередь позволит получить достоверную информацию о конструкции и сооружении, дать прогноз дальнейшего поведения конструкции, в т.ч. и при изменении условий эксплуатации (изменении температурного режима, проведении ремонтных мероприятий), а также использовать полученные решения для аналогичных конструкций.

Для решения этой задачи было определено фактическое состояние конструкций «горячих» помещений одной из атомных станций:

проведено обследование конструкций с определением характера их трещинообразования;

определена прочность бетона как неразрушающим, так и разрушающим (по испытаниям выбуренных кернов) методами; определены деформативные характеристики бетона;

собрана и изучена вся имеющаяся в наличии информация, характеризующая состояние конструкций при различных технологических режимах эксплуатации.

Выявлены наиболее напряженные зоны конструкций и определены напряжения в арматуре методом "обратной загрузки" в этих зонах.

Определены схемы расстановки контрольно-измерительной аппаратуры (армодинамометров типа ПСАС-40 и термопар) и выполнена их установка.

Получена информация по приборам в течение определенного времени (подъем температуры после начала работы блока и рост напряжений в арматуре). Выполнена ее обработка для получения зависимости между температурой и напряжениями по каждой конструкции стены или пола.

Трещинообразование стен «горячих» помещений

Все стены «горячих» помещений имеют наклонные, вертикальные и горизонтальные трещины.

Ширина раскрытия наклонных (поперечных), вертикальных и горизонтальных (нормальных) трещин по помещениям приведена в таблицах (1-3).

Ширина раскрытия трещин превышает нормативные величины по СНиП 2.03.04-84, равные $a_{стр.} = 0,6\text{мм}$.

Таблица 1

| Вид трещин | Ширина раскрытия трещин, мм | | | |
|--------------------------------|-----------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | Блок № 1 | | Блок № 2 | |
| | пом.БС/ 2 сторона | пом.БС/ 1 сторона | пом.БС/ 1 сторона | пом.БС/ 2 сторона |
| Наклонные (поперечные) | 0,2-4* | 0,1-2* | 0,3-2* | 0,1-2* |
| Вертикальные | 0,15-2 | 0,1-0,5 | 0,1-1 | 0,1-0,5 |
| Горизонтальные (нормальные) | 0,1-2 | 0,05-0,4 | 0,05-0,2 | 0,05-0,5 |

* Максимальные значения ширины раскрытия поперечных трещин относятся к стенкам со стороны центрального зала(Ц.3)

Таблица 2

| Вид трещин | Ширина раскрытия трещин, мм | | | |
|--------------------------------|-----------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| | Блок № 1 | | Блок № 2 | |
| | пом.НВК/ 2 сторона | пом.НВК/ 1 сторона | пом.НВК/ 1 сторона | пом.НВК/ 2 сторона |
| Наклонные (поперечные) | 0,1 -0,3 | 0,1-0,2 | 0,1-0,2 | 0,1-0,2 |
| Вертикальные | 0,2 -0,3 | 0,1-0,2 | 0,1-0,2 | 0,1-0,2 |
| Горизонтальные (нормальные) | 0,05-0,1 | 0,05-0,1 | 0,05-0,1 | 0,05-0,1 |

Таблица 3

| Вид трещин | Ширина раскрытия трещин, мм | | | |
|--------------------------------|-----------------------------|----------|-----------|-----------|
| | Блок № 1 | | Блок № 2 | |
| | пом.опор | реактора | 1 сторона | 2 сторона |
| Вертикальные | 0,2-0,4 | | | 0,1-0,2 |
| Горизонтальные (нормальные) | 0,15 | | | 0,1 |

Как видно из таблиц, ширина раскрытия всех видов трещин в стенах помещения БС (2 сторона) блока №1 больше, чем в остальных помещениях в 2-4 раза, в стенах помещения НВК (2 сторона) больше, чем в остальных в 1,5 раза и в стенах помещения опор реактора (1 сторона) больше, чем в аналогичном блоке 2 в 1,5-2 раза.

Стены помещений опор реактора, кроме трещин, имеют значительные следы выщелачивания бетона и коррозии арматуры от протечек воды из системы охлаждения строительных конструкций (СОСК).

Таким образом, помещения стороны 2 блока 1 имеют худшую картину трещинообразования по сравнению с остальными помещениями блоков 1 и 2, что несомненно сказывается на безопасности их эксплуатации.

Определение прочностных и деформативных характеристик бетона

Стены и перекрытия исследованных помещений выполнены в сборно-моноклитном варианте. В качестве опалубки были применены сборные ребристые плиты (армопанели), между которыми укладывался моноклитный литой бетон. С внутренней стороны бетон защищен теплоизоляцией и закрыт металлической облицовкой.

Прочность и деформативность бетона армопанелей и бетона омоноличивания со стороны наружных поверхностей стен и в

места вырезки металлической облицовки с внутренней стороны определялись с помощью молотка Кашкарова и по испытаниям выбуренных кернов.

Проведенные исследования позволили установить, что прочность бетона поверхностного слоя с внешней стороны помещений блока №1 и с внутренней не одинакова. Если с внешней стороны прочность бетона армопанелей колеблется по разным помещениям от 36,4МПа до 40,0МПа (В27,5 - В30), то с внутренней она находится в пределах от 26,0МПа до 29,8МПа (В20 - В25), что меньше на 29%. Прочность монолитного бетона с внутренней стороны также меньше, чем с наружной на 23-30%. С внешней стороны она составляет 12,8-14,0МПа (В10), а с внутренней не превышает 9,8МПа (В7,5). Это также ухудшает безопасность эксплуатации указанных помещений.

Прочность бетона поверхностного слоя армопанелей помещений блока №2 также выше с наружной стороны по сравнению с внутренней на 28-30%, а бетона омоноличивания - на 15%.

Однако, испытания бетона омоноличивания стен помещений обоих блоков, отобранного на глубине 100-150мм от внутренней «горячей» грани, показали, что различий по прочности нет.

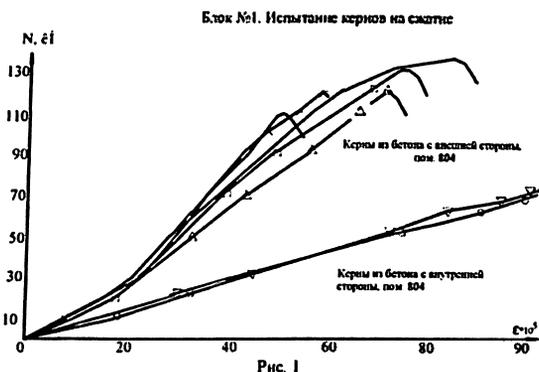
Эти же испытания показали, что деформативность бетона находится в прямой зависимости от места отбора керна. Бетон внутренней грани стен имеет повышенную деформативность вследствие его эксплуатации при высоких температурах. Коэффициент снижения модуля упругости составляет величину 0,8 по сравнению с модулем упругости бетона наружной грани (рис.1).

Температурный контроль бетона

В таблице 4 приведены средние значения температуры бетона на глубине 100мм с внутренней стороны, полученные по показаниям приборов (термопар) в «горячих» помещениях при работающих блоках.

Таблица 4

| Помещение | Сторона | Средняя температура бетона, С | |
|----------------|----------------|-------------------------------|----------|
| | | блок № 1 | блок № 2 |
| БС | П ₁ | 131,8 | 136,5 |
| | П ₂ | 139,8 | 128,7 |
| НВК | П ₁ | 163,9 | 166,9 |
| | П ₂ | 176,3 | 155,6 |
| Опоры реактора | | 103,2 | 83,8 |



Разница в температуре стен помещений объясняется частично задействованной системой активного охлаждения бетона водой на блоке №2.

Определение напряжений в рабочей арматуре «горячих» помещений и установка арматурных динамометров

Определение действующих в арматуре напряжений осуществлялось методом «обратной» разгрузки на блоке №1 в соответствии со специально разработанным для условий АЭС технологическим процессом. Напряжения рассчитывались по деформациям, замеренным после соответствующей подготовки и обрезки арматуры с помощью высокотемпературных тензорезисторов КФ5П1-10-200. Величина напряжений в арматуре в МПа, определялась методом разгрузки. Установка термодинамометров проводилась одновременно с установкой армодинамометров.

Основываясь на полученных натуральных данных была создана предварительная расчетная схема, которая помогла выявить неизученные зоны, имеющие высокие напряжения в арматуре. В этих зонах были также установлены приборы. Полученные данные по ним подтвердили правильность созданной расчетной схемы и позволили уточнить ее.

Проверка точности полученной расчетной схемы была проведена следующим образом. Данные по напряжениям в арматуре, использованные для создания расчетной схемы, были получены на неработающем блоке (при низкой температуре). Затем в расчет была добавлена температурная нагрузка, а полученные расчетные данные сверены по данным приборов на работающем блоке. Разница в показаниях не превысила 10%.

На рисунках 3 и 4 приведены эпюры напряжений в сечениях расположения арматуры конструкций при неработающем и работающем блоке. Как видно из рисунков, наиболее напряженные зоны находятся в конструкциях помещений БС:

угловые зоны в перекрытии на отм.50,0м;

внутренняя грань стенки со стороны вентиляционных помещений.

Эпюры напряжений в сечении
арматуры БС в блоке
(Парух)

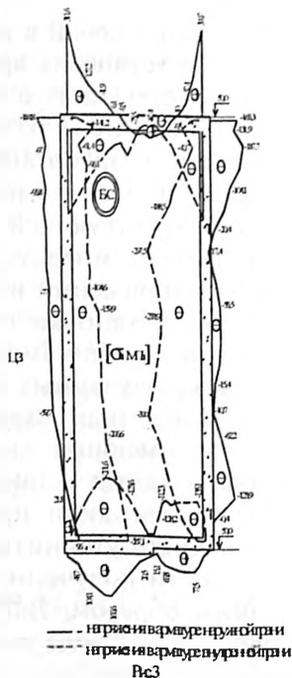


Рис.3. Эпюры напряжений в сечении расположения арматуры.
Блок работает (повернуто)

Значения сжимающих и растягивающих напряжений достигли здесь расчетных сопротивлений арматуры, которые были определены в соответствии со СНиП 2.03.04-84 и составляют $R_{сж}=300,9\text{МПа}$ и $R_{ср}=334,6\text{МПа}$, соответственно.

Следующим шагом стало выполнение на отработанной схеме расчетных исследований, имеющих целью выявить пути снижения напряжений в рассматриваемых зонах. В частности, были рассмотрены следующие возможные варианты улучшения эксплуатационного состояния помещений:

снижение температурного градиента ($t_c = t_{вн} - t_{нар}$) в перекрытии (на 15°C);

снижение температурного градиента стены со стороны вентиляционных помещений (на 15°C);

снижение температурного градиента в стенах и перекрытии на отметке 30,5м (на 15°C);

выполнение в перекрытии надстройки, расположенной над помещением БС, деформационных швов, снижающих температурный отпор;

изменение внутренней планировки надстройки для перераспределения нагрузки на перекрытие на отметке 50,0м;

изменение схемы примыкания перекрытий (отм.35,5м и 43,0м) к стене со сторонами вентиляционных помещений в сочетании с выполнением деформационных швов в перекрытии надстройки;

изменение схемы примыкания перекрытий в сочетании с перепланировкой надстройки.

Результаты расчетов сведены в таблицу 5.

Таблица 5

| № варианта | Снижение(-) или повышение(+) напряжений в строительных конструкциях, % | | | |
|------------|--|--------------------------------|--------------------------|-----------------------|
| | перекрытие на отм.30,5м | стена со стороны вентпомещения | перекрытие на отм.50,0 м | стена со стороны Ц.З. |
| 1 | не влияет | + 0,6 | -4,0 | -5,0 |
| 2 | -3,0 | -5,0 | -4,0 | -4,0 |
| 3 | -12,0 | -6,0 | -15,0 | -7,0 |
| 4 | -0,2 | -4,0 | -35,0 | -5,0 |
| 5 | -0,3 | -5,0 | -40,0 | +0,6 |
| 6 | -1,0 | -25,0 | от -30,0 до +2,0 | +1,0 |
| 7 | -1,0 | -26,0 | -(9,0-36,0) | -6,0 |

Помимо вышеперечисленных вариантов была рассмотрена возможность задействовать систему пассивного воздушного охлаждения, находящегося в перекрытии (отм.50,0м) с "холодной" стороны, просчитаны варианты охлаждения стены со стороны вентиляционных помещений на 1/3 и 2/3 ее высоты, другие схемы примыкания перекрытий со стороны вентиляционных помещений, а также определены напряжения при аварийном (внутреннем) давлении.

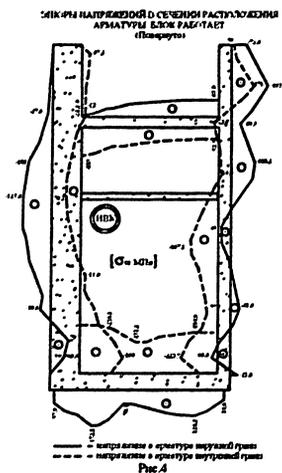


Рис.4. Эпюры напряжения в сечении расположения арматуры. Блок работает (повернуто)

Для дальнейшей проработки были предложены два варианта: снижение температурного градиента стенки, примыкающей к вентпомещениям, не менее чем на 25°C ;

изменение планировки надстройки на перекрытии помещений БС (отм.50,0) с изменением схемы примыкания перекрытий вентиляционных помещений на отметках 35,5м. и 43,0м.

Расчетная схема была также использована для исследования состояния конструкций НВД и помещений, где расположен крест фундамента реактора. Данные температурного контроля показали, что пол помещения, где расположены опорные конструкции реактора, прогревается по площади не одинаково. Перепад составляет 100°C . Это потребовало проведения дополнительных расчетов, которые позволили установить, что величина перегиба угловых зон верха опорной конструкции незначительна (6,6мм) и не влияет на нормальную работу реактора.

Созданная расчетная схема, апробированная на двух

блоках, может быть использована для других станций, имеющих идентичную планировку.

Выводы

1. Проведен анализ эксплуатационного состояния конструкций помещений АЭС при действии длительных статических и температурных нагрузок.

2. Выявлены наиболее напряженные зоны конструкций горячих помещений АЭС, определена картина трещинообразования стен и перекрытий, определены прочностные и деформативные характеристики бетона, проведен длительный натурный эксперимент и собраны данные по работе конструкций при работающем и неработающем блоке.

3. Разработан и обоснован подход к определению фактической схемы работы конструкций в сравнении с проектной расчетной схемой, позволяющий регулировать напряженное состояние и обеспечить безопасную эксплуатацию сооружений.

НЕКОТОРЫЕ АСПЕКТЫ ЧИСЛЕННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ РЕАКЦИИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ТЕПЛОВЫХ ЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ НА ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ

*Бронштейн В.И., Грошев М.Е.,
кандидаты техн. наук (АО «Институт Гидропроект»).*

Обеспечение безопасной эксплуатации тепловых электростанций в сейсмически активных районах требует детального изучения поведения строительных конструкций различных сооружений ТЭЦ при землетрясениях.

Одним из основных сооружений тепловых электростанций является главный корпус, который обычно представляет собой пятипролетное здание, включающее машинный зал, бункерно-деаэрационную этажерку, котельное и дымососное отделения. Несущими конструкциями главного корпуса ТЭЦ являются колонны, ригели и фермы покрытия, которые могут выполняться в металле или железобетоне.

Конструктивные особенности главного корпуса определяют его расчетную схему. Достоверный прогноз поведения строительных конструкций главного корпуса при землетрясении может быть получен при использовании расчетной схемы, включающей балочные (колонны, ригели) и стержневые

(фермы) элементы. К специфическим особенностям главного корпуса ТЭЦ также следует отнести наличие мостовых кранов в машинном, котельном и дымососных отделениях. Наличие мостовых кранов в расчетах на сейсмическое воздействие может быть учтено включением в расчетную схему сосредоточенных масс.

Существующие в настоящее время вычислительные программы позволяют выполнять расчеты главных корпусов ТЭЦ как в двухмерной, так и в трехмерной постановке. Рассмотрим кратко преимущества и недостатки обеих постановок применительно к формированию расчетной схемы главного корпуса. Очевидно, что более простой является двухмерная расчетная схема, аппроксимирующая поперечное сечение здания. Эта схема при наименьших затратах позволяет получить достаточно достоверный прогноз поведения несущих конструкций главного корпуса при сейсмических воздействиях. В случае использования трехмерных расчетных схем существенно возрастает время на подготовку расчетной схемы, выполнение расчетов и обработку полученных результатов. Поскольку трехмерную расчетную схему всегда можно представить в виде некоторого набора двухмерных схем, соединенных между собой определенными связями, ее применение не может привести к существенному изменению напряженно-деформированного состояния колонн, ригелей и ферм по сравнению с напряженно-деформированным состоянием, определенным в двухмерной постановке. Следует также отметить, что для учета наличия в машинном, котельном и дымососном отделениях мостовых кранов, положение которых во время землетрясения может быть произвольным, при использовании двухмерных расчетных схем можно ограничиться рассмотрением лишь двух вариантов (с учетом сосредоточенных масс от кранов и без их учета). При необходимости могут быть рассмотрены и дополнительные варианты с наличием кранов в одном или двух пролетах. На основе этих расчетов можно определить реакцию главного корпуса на сейсмическое воздействие при промежуточных положениях (между указанными выше) кранов. При использовании трехмерных расчетных схем количество комбинаций, связанных с положением мостовых кранов в здании главного корпуса, неизмеримо возрастает.

В качестве примера, иллюстрирующего существенное влияние наличия мостовых кранов на частоты и формы собственных колебаний строительных конструкций, на рисунке 1 приведены четыре низшие формы собственных колебаний главного корпуса Южно-Сахалинской ТЭЦ-1, полученные с учетом

наличия кранов во всех пролетах, а на рисунке 2 - при отсутствии кранов во всех пролетах. Приведенные результаты свидетельствуют о том, что наличие кранов в пролете приводит к существенному изменению низших частот собственных колебаний строительных конструкций главного корпуса и коэффициентов формы, определяющих вклад колебаний по каждой из учитываемых форм в инерционную нагрузку.

Анализ результатов расчетов главных корпусов других тепловых станций показывает, что частоты форм колебаний, дающих основной вклад в инерционную нагрузку, полученные при использовании двухмерных и трехмерных расчетных схем, практически совпадают. Из этого следует, что двухмерные и трехмерные схемы прогнозируют одинаковое напряженное состояние колонн, ригелей и ферм при наличии в пролете мостовых кранов. Однако в трехмерных расчетных схемах появляется большое количество других форм колебаний с незначительным вкладом в инерционную нагрузку. Это существенно затрудняет вычисление собственных частот и соответствующих им форм и даже может не позволить определить значимые формы колебаний с высокой частотой.

Таким образом, можно констатировать, что при анализе сейсмостойкости главных корпусов тепловых электростанций целесообразнее использовать двухмерные расчетные схемы для ряда поперечных сечений. При необходимости в такой же постановке может быть рассмотрено и продольное сечение главного корпуса. Но наличие специальных связей между поперечными сечениями главного корпуса приводит к тому, что его жесткость в продольном направлении оказывается существенно большей, чем в поперечном направлении, и низшие частоты собственных колебаний, дающие основной вклад в инерционную нагрузку продольного направления, даже оказываются выше основных частот сейсмического воздействия. Поэтому направленное вдоль главного корпуса сейсмическое воздействие не вызывает в строительных конструкциях существенных напряжений.

Другим важным фактором при анализе сейсмостойкости строительных конструкций главных корпусов ТЭЦ является способ задания сейсмического воздействия. Сейсмическое воздействие может быть задано набором акселерограмм или их спектрами реакции. Очевидно, что при задании сейсмического воздействия набором акселерограмм увеличивается объем исходной информации, используемый при выполнении расчетов, а также объем получаемой при этом информации. Однако расчеты строительных

конструкций главных корпусов ТЭЦ выполняются, в основном, с целью определения максимальных напряжений и последующей проверки по этим напряжениям различных условий прочности. Очевидно, что экстремальные за время сейсмического воздействия усилия или напряжения могут быть с достаточной степенью точности определены при его моделировании спектром реакции, что существенно упрощает расчеты.

Анализ собственных форм колебаний строительных конструкций главных корпусов ТЭЦ показывает, что усилия (напряжения) в каждом конструктивном элементе (колонна, ригель, ферма), в основном, определяются колебаниями по какой-либо одной форме, являющейся основной для этого конструктивного элемента. Колебания по другим формам вносят незначительный вклад в усилие или напряжение. Пусть амплитуда усилий в каком-либо конструктивном элементе при колебаниях по основной форме этого элемента равна 1, а при колебаниях по другой форме достигает 0.5. Тогда среднеквадратическое значение усилия в этом элементе с учетом только основной для него формы колебаний равно 1, а с учетом двух названных выше форм колебаний - 1.12. Таким образом, учет второй формы колебаний со значительной амплитудой напряжений (50% от амплитуды основного тона) приводит к увеличению среднеквадратических усилий всего на 12%. В действительности, как это видно на рисунках 1 и 2, амплитуды смещений при колебаниях по основной для данного конструктивного элемента форме оказываются существенно больше амплитуд в этом конструктивном элементе при колебаниях по другим формам. Поэтому вклад в усилия колебаний любого конструктивного элемента по другим формам незначителен. В этих условиях результаты расчетов сооружений на акселерограммы и на спектры реакций этих акселерограмм практически полностью совпадают. Это обстоятельство позволяет при оценке прочности строительных конструкций главных корпусов ТЭЦ ограничиться расчетами на спектры реакций.

При расчетах строительных конструкций на сейсмическое воздействие спектральным методом как на акселерограммы, так и на спектры реакций акселерограмм весьма важным является вопрос о количестве учитываемых форм собственных колебаний. С целью изучения влияния этого фактора на напряжения в наиболее нагруженном нижнем поясе фермы котельной были вычислены сейсмические напряжения при имитации воздействия горизонтальным спектром действия, приведенным в таблице 1.

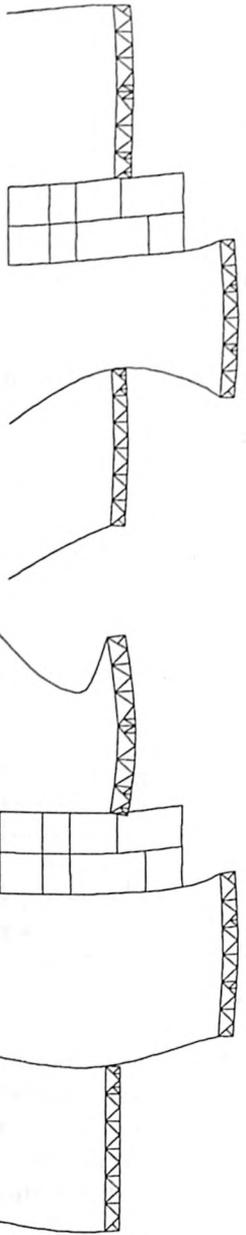
Расчеты были выполнены с учетом наличия мостовых кранов во всех пролетах. Было учтено 5, 8 и 50 низших форм собственных колебаний строительных конструкций главного корпуса. Максимальные напряжения в нижнем поясе фермы котельной в рассмотренных случаях составили соответственно 155 МПа, 167 МПа и 172 МПа. Таким образом, погрешность определения максимальных напряжений в нижнем поясе фермы котельной при учете 5 низших форм собственных колебаний строительных конструкций составила 9,9%, а уже при учете 8 форм собственных колебаний снизилась до 3%. Здесь необходимо также отметить, что суммарные напряжения в нижнем поясе фермы котельной, обусловленные совместным действием горизонтальной и вертикальной сейсмических нагрузок, приведенных в таблице 1, достигают 184 МПа. Следовательно, за счет учета вертикальной составляющей сейсмической нагрузки они увеличились всего на 6,5%.

Таблица 1

Численные значения спектров действия для имитации ПЗ

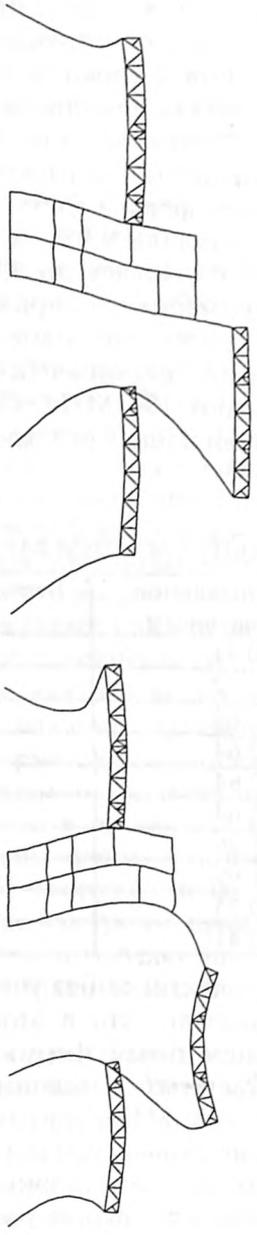
| Период в секундах | Горизонтальное воздействие, g | Вертикальное воздействие, g |
|-------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| 0.04 | 0.71 | 0.71 |
| 0.06 | 1.72 | 1.72 |
| 0.22 | 2.64 | 2.64 |
| 0.35 | 2.64 | 2.64 |
| 0.40 | 2.64 | 2.64 |
| 0.75 | 2.64 | 1.85 |
| 1.20 | 1.26 | 0.89 |
| 1.40 | 1.09 | 0.69 |
| 2.60 | 0.75 | 0.34 |
| 3.00 | 0.41 | 0.29 |

Аналогичные расчеты, выполненные без учета наличия мостовых кранов в пролетах, показали, что в этом случае максимальные напряжения в нижнем поясе фермы котельной при учете 5 низших форм собственных колебаний строительных конструкций не превышают 128 МПа, т.е. они существенно ниже полученных с учетом мостовых кранов. Следовательно, при выполнении прочностных расчетов главных корпусов ТЭЦ можно ограничиться рассмотрением одной расчетной схемы с учетом наличия во всех пролетах мостовых кранов, так как такой расчет прогнозирует максимальные напряжения в строительных конструкциях. При этом достаточно достоверный



форма колебаний 1, частота 0,78 гц, коэффициент формы 4,85

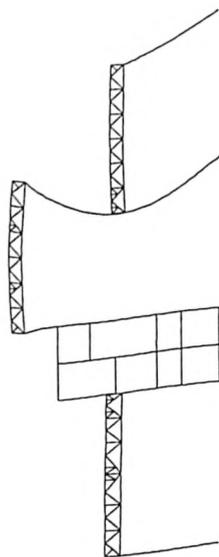
форма колебаний 3, частота 1,73 гц, коэффициент формы -0,86



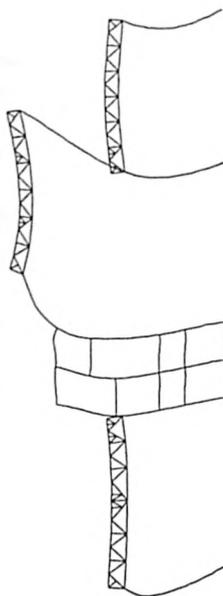
форма колебаний 2, частота 1,14 гц, коэффициент формы -3,85

форма колебаний 4, частота 2,37 гц, коэффициент формы 1,93

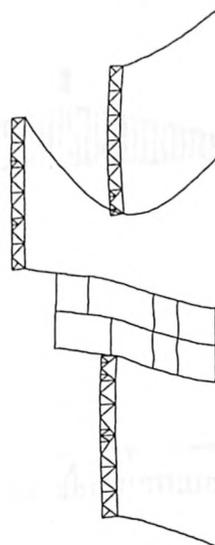
Рис. 1 Низшие формы собственных колебаний главного корпуса Южно-Сахалинской ТЭЦ-1 с учетом мостовых кранов



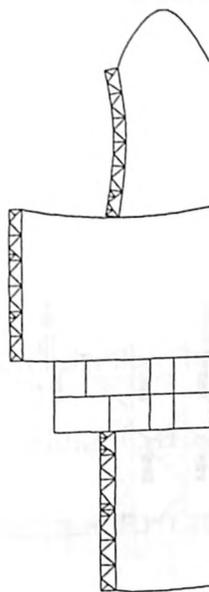
Форма колебаний 1, частота 0.91 гц, коэффициент формы 4.16



Форма колебаний 3, частота 2.71 гц, коэффициент формы 1.78

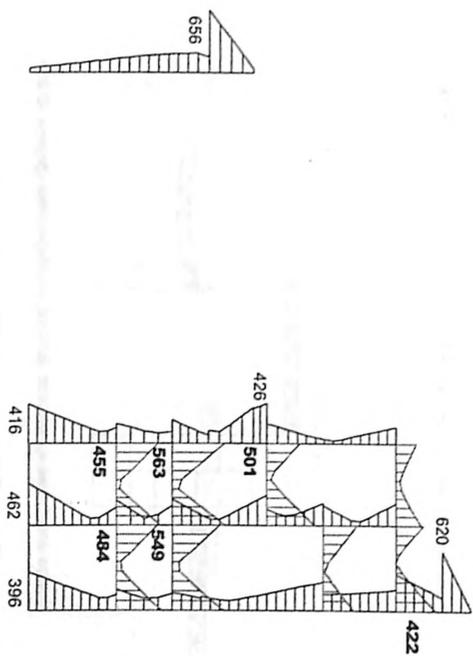


Форма колебаний 2, частота 1.28 гц, коэффициент формы -3.42



Форма колебаний 4, частота 3.31 гц, коэффициент формы -0.20

Рис. 2 Низшие формы собственных колебаний главного корпуса Южно-Сахалинской ТЭЦ-1 без учета мостовых кранов



416 - в колоннах
 455 - в ригелях

Рис. 3 Суммарные напряжения (МПа) в колоннах и ригелях при ПЗ

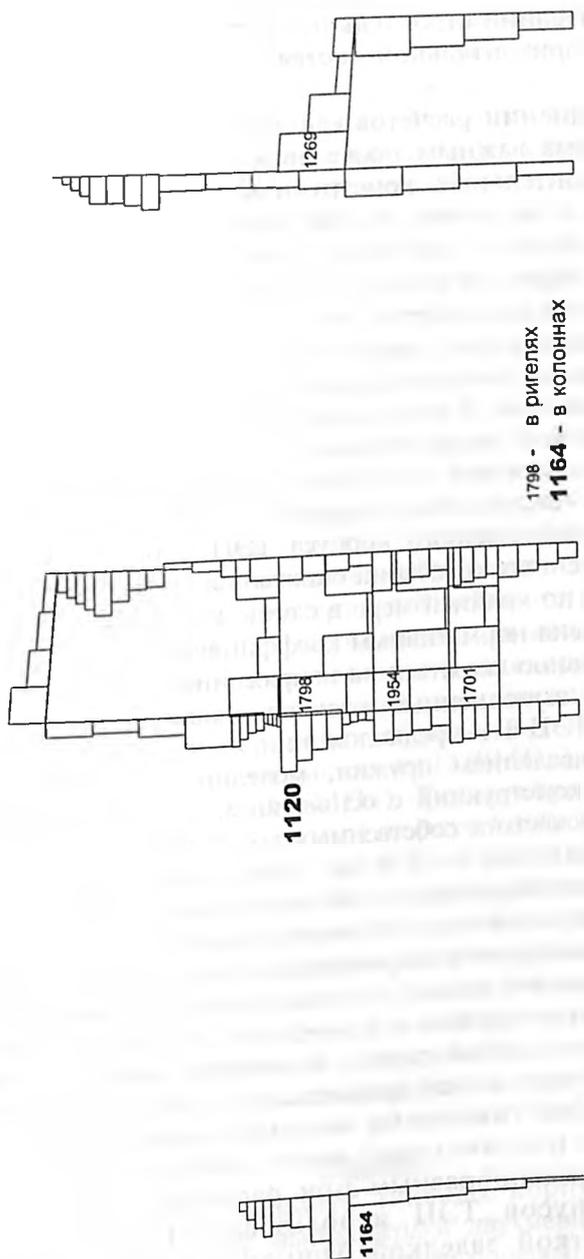


Рис. 4 Сейсмические напряжения (МПа) в колоннах и ригелях Охинской ТЭЦ

прогноз реакции главного корпуса на сейсмическое воздействие может быть получен уже при учете 8-10 низших форм собственных колебаний строительных конструкций и моделировании только горизонтальной составляющей сейсмического воздействия.

При выполнении расчетов сейсмостойкости главных корпусов ТЭЦ весьма важным также является вопрос учета взаимодействия строительных конструкций с основанием, который тесно связан с заданием сейсмического воздействия. Наиболее «прозрачной» является расчетная схема с «жесткой заделкой» колонн внизу и заданием сейсмического воздействия на этой поверхности. В качестве альтернативной может быть рассмотрена схема, в которой взаимодействие строительных конструкций с основанием учитывается введением специальных пружин между башмаком колонны и основанием. В этом случае башмак колонны во время землетрясения может поворачиваться, что приводит к некоторому снижению изгибающего момента в нижней части колонн. Однако при введении пружин, моделирующих взаимодействие строительных конструкций главного корпуса ТЭЦ с основанием, низшие частоты собственных колебаний снижаются всего на 15-22% и такое их изменение, по крайней мере в случае моделирования сейсмического воздействия нормативным коэффициентом динамичности, не может существенно сказаться на напряжениях строительных конструкций. Так, выполненные расчеты главного корпуса Южно-Сахалинской ТЭЦ-1 в предположении жесткой заделки башмаков колонн и с введением пружин, моделирующих взаимодействие строительных конструкций с основанием, показали, что в первом случае низшая частота собственных колебаний равна 1,01 гц, а во втором она снизилась до 0,78 гц. Отмеченное снижение частоты низшей формы собственных колебаний строительных конструкций (увеличение периода) в случае использования нормативного коэффициента динамичности сопровождается незначительным его снижением. Однако это вполне компенсируется тем обстоятельством, что при введении пружин сейсмическое воздействие может быть задано только на нижней границе основания, которое моделируется пружинами. В этом случае фактическое воздействие на непригруженном основании оказывается несколько выше заданного.

В связи с изложенными выше обстоятельствами представляется целесообразным при расчетах сейсмостойкости главных корпусов ТЭЦ использовать первую расчетную схему (с жесткой заделкой башмаков колонн). Контрольные расчеты главного корпуса Южно-Сахалинской ТЭЦ-1,

выполненные с введением пружин, моделирующих взаимодействие с основанием, и в предположении «жесткой заделки» башмаков, показали, что сейсмические напряжения в строительных конструкциях изменяются незначительно.

Выше уже отмечалось, что сейсмические напряжения в нижнем поясе фермы котельной Южно-Сахалинской ТЭЦ-1 достигают 184 МПа. При этом суммарные (с учетом действующих статических напряжений) напряжения в нижнем поясе данной фермы составляют 306 МПа, что существенно выше предела текучести металла (220 МПа) и близко к временному сопротивлению (345 МПа). Однако при проверке по временному сопротивлению вводится коэффициент запаса 1,3, с учетом которого фактические напряжения не должны превышать 265 МПа. Таким образом, при проектном землетрясении следует ожидать разрушения нижнего пояса фермы котельной. Но наибольшие сейсмические напряжения, как показывает практика расчетов, возникают в колоннах и ригелях перекрытий бункерно-деаэрационной этажерки. В качестве примера на рис.3 приведены суммарные (статические и сейсмические) напряжения в колоннах и ригелях строительных конструкций главного корпуса Южно-Сахалинской ТЭЦ-1, полученные при имитации землетрясения приведенными в таблице 1 спектрами действия. Анализ этого рисунка показывает, что максимальные суммарные напряжения в ригелях и колоннах превышают не только предел текучести металла (220 МПа), но его временное сопротивление (345 МПа). Таким образом, при проектном землетрясении главный корпус Южно-Сахалинской ТЭЦ-1 может быть полностью разрушен. Здесь следует отметить, что наибольшие сейсмические напряжения в колоннах и ригелях бункерно-деаэрационной этажерки были получены нами и при анализе сейсмостойкости главного корпуса Охинской ТЭЦ (рис.4). По-видимому, такая закономерность распределения сейсмических напряжений в строительных конструкциях главных корпусов ТЭЦ обусловлена их конструктивными особенностями и характерна для всех сооружений.

Выводы

1. Расчеты сейсмостойкости главных корпусов тепловых станций целесообразнее выполнять в двухмерной постановке. При этом как основное рассматривается поперечное сечение зда-

ния. Однако в случае необходимости в такой же постановке может быть рассмотрено и продольное сечение здания.

2. Для моделирования землетрясения следует использовать спектр действия горизонтального направления. Вертикальное сейсмическое воздействие мало влияет на напряженное состояние строительных конструкций главных корпусов и может не учитываться в расчетах.

3. Учет взаимодействия строительных конструкций главного корпуса с основанием мало сказывается на их напряженном состоянии. Поэтому в качестве основной следует рассматривать схему с жесткой заделкой башмаков колонн и заданием сейсмического воздействия на этой отметке.

СОПОСТАВЛЕНИЕ МЕТОДОВ ОЦЕНКИ РАЗРУШЕНИЯ СТЕН ПОМЕЩЕНИЙ БЕЗОПАСНОСТИ АЭС ЛЕТАЮЩИМИ ПРЕДМЕТАМИ

Школьников С.Я., кандидат техн. наук (АО НИИЭС)

При проектировании промышленных зданий в ряде случаев возникает необходимость оценки последствий аварийного ударного воздействия на железобетонную плиту летящих предметов (ЛП). Такие задачи возникают, например, при проектировании АЭС, для которых существует гипотетическая опасность разгерметизации сосудов высокого давления, сопровождающейся образованием ЛП, которые способны пробить стены и, в свою очередь, разгерметизировать помещение станции. Для прогноза разрушения железобетонных плит ЛП часто применяют эмпирические методики, из которых наибольшее распространение получили методика Национального комитета оборонных исследований США (методика NDRC [1,2]) и Комитета по атомной энергетике Франции [3]. В этих методиках не учитываются условия опирания плиты, степень ее армирования, величина пролета, влияние отклонения места нанесения удара от центра плиты и угол падения ЛП.

Методика NDRC дает консервативную оценку трех величин, характеризующих степень повреждения плиты: глубины проникновения ЛП в плиту h_x , предельной толщины преграды, непробиваемой ЛП h_e и предельной толщины прегра-

ды, исключаяющей тыльный откол, h_s . В тех случаях, когда h_e превосходит толщину плиты h , изолированное рассматриваемой преградой помещение считается разгерметизированным. Глубина проникновения ЛП в мишень h_x определяется по следующей зависимости:²:

$$\frac{h_x}{d} = \begin{cases} \sqrt{4G} & \text{при } G < 1, \\ 1 + G & \text{при } G > 1, \end{cases} \quad (1)$$

$$\text{где: } G = \frac{1.54 * 10^{-4} * N * M * U^{1.8}}{\sqrt{f_c} * d^{2.8}} \quad (2)$$

Здесь d - приведенный диаметр ЛП (диаметр круга, равносильного миделевому сечению ЛП), M - его масса, U - скорость ЛП при столкновении с мишенью, f_c - кубиковая прочности бетона, N - коэффициент, определяемый формой конца ЛП

$$N = \begin{cases} 0.72 & \text{для плоского конца,} \\ 0.84 & \text{для тупого конца,} \\ 1.00 & \text{для сферического конца,} \\ 1.14 & \text{для заостренного конца.} \end{cases} \quad (3)$$

Толщина преграды, которая не может быть пробита ЛП, определяется по зависимости:

$$\frac{h_e}{d} = \begin{cases} 3.19 * h_x/d - 0.718 * (h_x/d)^2 & \text{при } h_x/d < 1.35 \\ 1.32 + 1.24 * h_x/d & \text{при } 1.35 < h_x/d < 13.5 \end{cases} \quad (4)$$

Толщина преграды, при которой исключается тыльный откол (в нижеследующих таблицах он назван просто отколом), определяется зависимостями:

² Все нижеприведенные эмпирические формулы соответствуют системе СИ, тогда как в первоисточниках [1,2,4] они были даны в английской системе мер.

$$\frac{h_s}{d} = \begin{cases} 7,91 \cdot h_x/d - 5,06 \cdot (h_x/d)^2 & \text{при } h_x/d < 0,6 \\ 2,12 = 1,36 \cdot h_x/d & \text{при } 0,65 < h_x/d < 11,7 \end{cases} \quad (5)$$

В соответствии с методикой Комитета по атомной энергетике Франции пороговая толщина пробивания плиты при ударе определяется по формуле [3]:

$$h_e = 0.765 \cdot f_c^{-2/3} \cdot \sqrt{M/d} \cdot U^{3/4} \quad (6)$$

Дефектом вышеописанных методик является наличие в них размерных коэффициентов. Кроме того, по данным [2,4], методика NDRC дает чрезмерно большой запас надежности, особенно в диапазоне относительно небольших скоростей (порядка десятков м/с), наиболее характерных для задач техники безопасности в промышленности и энергетике. В качестве альтернативных методик в [2,4] и в [3], по-видимому, независимо друг от друга, предложены две весьма схожие между собой методики, основанные на использовании безразмерных комплексов. В [2,4] такой комплекс, названный авторами параметром удара (impact factor) предложен в виде:

$$I = \frac{N \cdot M \cdot U^2}{f_c \cdot d^3} \quad (7)$$

Глубина проникновения ЛП в преграду в соответствии с [4] оценивается по формуле :

$$\frac{h_x}{d} = \begin{cases} -0.02725 + 0.22024 \cdot I & \text{при } 0.3 < I < 2.5, \\ -0.592 + 0.446 \cdot I & \text{при } 2.5 < I < 3, \\ 0.58886 + 0.06892 \cdot I & \text{при } 3 < I < 21, \end{cases}$$

а в [2] - по формуле :

$$\frac{h_x}{d} = \begin{cases} -0.0308 + 0.2251 \cdot I & \text{при } 0.3 < I < 4, \\ 0.6740 + 0.0567 \cdot I & \text{при } 4 < I < 21, \\ 1.1875 + 0.0299 \cdot I & \text{при } 21 < I < 455. \end{cases} \quad (86)$$

В [4] рекомендаций по определению величин h_e и h_s , соответствующих h_x , определенного при помощи параметра

удара I , не содержится, а в [2] приведена формула:

$$\frac{h_s}{d} = 3.3437 + 0.0342 * I \quad \text{при} \quad 21 < I < 385. \quad (9)$$

В [3] предложена методика (далее будем называть ее методикой МГСУ), в которой используется безразмерный параметр:

$$Q = \frac{10^4 f_c d^3}{M * U^2}, \quad (10)$$

с точностью до множителя обратный параметру удара I . Для ЛП, имеющих скорость менее 75 м/с:

$$\frac{h_e}{d} = \frac{h_s}{d} = 2.019 * N / Q^{0.3439}. \quad (11)$$

Заметим, что с практической точки зрения основной интерес представляет величина h_e , характеризующая опасность разгерметизации помещения при ударе. Глубины тыльного откола h_s и проникновения ЛП в преграду h_x имеют более ограниченный интерес. Вывод о разгерметизации помещения на основе подходов, разработанных в [2,4], можно сделать лишь в случае, когда глубина проникновения превосходит толщину стенки ($h_x > h$). В тех же случаях, когда $h_x < h$, необходимо проверить возможность возникновения сквозного выкола. В связи с этим возникает вопрос о применимости эмпирической формулы (4), полученной с применением величины h_x , определяемой в соответствии с методикой NDRC, для h_x , найденной при помощи параметра удара I по методикам [2] или [4]. Исследование данного вопроса проводилось с использованием лабораторных опытных данных МГСУ, опубликованных в [5]. С этими же опытными данными проводилось сравнение прогнозов, полученных с использованием методик NDRC, французского Комитета по атомной энергетике и МГСУ с целью оценки их преимуществ и недостатков.

В опытах [5] плиты на специальной установке подвергались ударному воздействию падающего груза, представляющего собой сплошной стальной цилиндр. Плиты формовали из мелкозернистого бетона с кубиковой прочностью $f_c = 29.5$ МПа и армировали стальными сетками, укладываемыми у нижней грани плиты. В экспериментах варьировались толщина и длина плиты

(ширина всех плит была равна 1 м), условия опирания (шарнир или защемление), процент армирования, диаметр и масса ударника, скорость ударника перед контактом с плитой. Результаты исследований [5] приведены в таблице 1. В этой таблице прочерк в столбце «характер разрушения» обозначает, что разрушений плиты в данном опыте не наблюдалось.

Таблица 1

| № | Характеристики плиты | | | | Параметры и скорость ударника | | | Характер разрушения |
|----|----------------------|-----------|-------------|---------------------|-------------------------------|-----------|----------------|---------------------|
| | Тип опирания | Длина (м) | Толщина (м) | Процент армирования | Диаметр (м) | Масса(кг) | Скорость (м/с) | |
| 1 | Шарнир | 1.0 | 0.038 | 0.3 | 0.11 | 6.7 | 6.89 | Откол |
| 2 | Шарнир | 1.0 | 0.038 | 0.3 | 0.05 | 8.0 | 6.89 | Пробив. |
| 3 | Шарнир | 1.0 | 0.040 | 0.6 | 0.07 | 8.0 | 6.89 | Откол |
| 4 | Шарнир | 1.0 | 0.050 | 0.3 | 0.11 | 6.7 | 6.89 | - |
| 5 | Шарнир | 1.0 | 0.050 | 0.3 | 0.05 | 8.0 | 6.89 | Пробив. |
| 6 | Шарнир | 1.0 | 0.050 | 0.6 | 0.07 | 8.0 | 6.89 | - |
| 7 | Заделка | 1.0 | 0.030 | 0.3 | 0.11 | 6.7 | 4.43 | - |
| 8 | Заделка | 1.0 | 0.050 | 0.6 | 0.05 | 8.0 | 4.43 | - |
| 9 | Шарнир | 1.5 | 0.039 | 0.3 | 0.05 | 8.0 | 7.00 | Пробив. |
| 10 | Шарнир | 1.5 | 0.040 | 0.6 | 0.07 | 8.0 | 7.00 | - |
| 11 | Шарнир | 1.5 | 0.050 | 0.3 | 0.10 | 8.0 | 5.42 | - |
| 12 | Шарнир | 1.5 | 0.050 | 0.6 | 0.07 | 8.0 | 5.42 | - |
| 13 | Заделка | 1.5 | 0.030 | 0.3 | 0.07 | 8.0 | 7.00 | Пробив. |
| 14 | Заделка | 1.5 | 0.030 | 0.6 | 0.10 | 8.0 | 6.60 | - |
| 15 | Заделка | 1.5 | 0.050 | 0.3 | 0.07 | 8.0 | 7.00 | - |
| 16 | Заделка | 1.5 | 0.050 | 0.6 | 0.10 | 9.0 | 6.60 | - |

В таблице 2 приведены результаты расчета разрушения плит в условиях, аналогичных опытам [5]. Расчет проводился по методике NDRC [1] и методике Комитета по атомной энергетике Франции [3].

Сравнение результатов лабораторных опытов [5] и расчетов по методике NDRC показывает, что в трех из четырех случаев пробивания плиты методика NDRC дала правильный прогноз разрушения. В опыте 5, в котором плита была пробита, а прогноз по методике NDRC не давал полного пробивания, $h_e \cong 0.045$ м, а $h \cong 0.05$ м, то есть критическая толщина достаточно близка к толщине плиты. Возможно, причиной неконсервативного прогноза в этом случае послужила погрешность опыта, что выглядит достаточно правдо-

подобным при столь тонких плитах. Во всех остальных случаях прогноз оказался консервативным, причем не чрезмерным, а достаточно реалистичным. Напомним, что при критике методики NDRC в [2,4] указывалось на излишний запас ее прогнозов именно в области низких скоростей.

Таблица 2

| | | | Методика NDRC. | | | | Методика Комитета по атомной энергетике Франции | |
|----|-----------------------|-----------------------|----------------|-----------|-----------|------------------------------|---|------------------------------|
| № | Толщина плиты h (м) | Результат опытов [5]. | h_x (м) | h_s (м) | h_e (м) | Прогноз характера разрушения | h_e (м) | Прогноз характера разрушения |
| 1 | 0.038 | Откол | 0.010 | 0.076 | 0.032 | Откол | 0.040 | Пробив |
| 2 | 0.038 | Пробив | 0.015 | 0.097 | 0.045 | Пробив | 0.065 | Пробив |
| 3 | 0.040 | Откол | 0.013 | 0.092 | 0.041 | Пробив | 0.055 | Пробив |
| 4 | 0.050 | - | 0.010 | 0.076 | 0.032 | Откол | 0.040 | |
| 5 | 0.050 | Пробив | 0.015 | 0.097 | 0.045 | Откол | 0.065 | Пробив |
| 6 | 0.050 | - | 0.013 | 0.092 | 0.041 | Откол | 0.055 | Пробив |
| 7 | 0.050 | - | 0.007 | 0.052 | 0.021 | Откол | 0.029 | |
| 8 | 0.030 | - | 0.010 | 0.070 | 0.031 | Откол | 0.047 | |
| 9 | 0.050 | Пробив | 0.015 | 0.098 | 0.046 | Пробив | 0.066 | Пробив |
| 10 | 0.039 | - | 0.013 | 0.094 | 0.041 | Пробив | 0.056 | Пробив |
| 11 | 0.040 | - | 0.009 | 0.069 | 0.029 | Откол | 0.038 | |
| 12 | 0.050 | - | 0.011 | 0.076 | 0.033 | Откол | 0.046 | |
| 13 | 0.050 | Проби в. | 0.013 | 0.094 | 0.041 | Пробив | 0.056 | Пробив |
| 14 | 0.030 | - | 0.012 | 0.086 | 0.037 | Пробив | 0.047 | Пробив |
| 15 | 0.050 | - | 0.013 | 0.094 | 0.041 | Откол | 0.056 | Пробив |
| 16 | 0.050 | - | 0.012 | 0.086 | 0.36 | Откол | 0.047 | |

методика Комитета по атомной энергетике Франции обеспечивает больший запас, чем методика NDRC. Во всех случаях, когда в экспериментах наблюдались нарушения целост-

ности плиты (не только полное пробивание, но и откол) эта методика прогнозирует пробивание. Вместе с тем, прогнозируемая толщина пробивания, судя по данным таблицы 2, меньше реальной не более чем в два раза, что для ответственных объектов атомной энергетики, химической промышленности и т.д., не является чрезмерным запасом.

Рассмотрим далее вопрос о возможности совместного использования формул (4), (5) и (8.а) или (8.б) для оценки повреждения плиты ЛП. В экспериментах [5] параметр удара I меняется от минимального значения 0.00241 в 7-м опыте до максимального 0.07654 в 9-м, то есть во всех случаях его значение существенно (на порядок) ниже наименьшего, при котором известна связь I с относительной глубиной проникновения ЛП в мишень $I_{\min}=0.3$. Поэтому величины $(h_x / d)_{\min}$, полученные при подстановке значения $I=0.3$, в (8.а) или в (8.б), должны заведомо превосходить действительные значения h_x / d . Соответственно, будут превосходить реальные значения и вычисленные по формулам (4) и (5) с использованием вместо h_x / d величины $(h_x / d)_{\min}$ характеристики разрушения плиты $(h_e / d)_{\min}$ и $(h_s / d)_{\min}$. Это видно из того, что производные из этих величин по h_x как аргументу при $h_x / d < 0.3$ положительны. В таблице 3 представлены полученные таким образом верхние оценки характеристик разрушения плит. Для обеспечения запаса принимался наибольший из использовавшихся в опытах диаметр ЛП=0.11 м.

Таблица 3.

| Методика | h_x / d | h_x (м) | h_e / d | h_e (м) | h_s / d | h_s (м) |
|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| [2] | 0.0388 | 0.0043 | 0.0135 | 0.0015 | 0.2995 | 0.0329 |
| [3] | 0.0367 | 0.0040 | 0.0128 | 0.0014 | 0.2835 | 0.0311 |

Из сравнения данных таблицы 3 с результатами опытов [5] видно, что использовать формулы (4) и (5) совместно с формулами (8.а) или (8.б), задающими h_x как функцию I , нельзя, так как такой прогноз неконсервативен. Судя по сделанным верхним оценкам, полное пробивание плит ни в одном из исследованных в [5] случаев невозможно, а для плит толще 0.033

м невозможен и тыльный откол. Неконсервативным оказался и прогноз, основанный на методике МГСУ [3]. Для условий всех экспериментов [5] пороговая толщина пробивания стенки оказалась менее 0,005 м, то есть во всех опытах [5] в соответствии с методикой [3] не должно возникать пробивания, причем с достаточно большим запасом, в то время как в действительности оно возникало в четырех экспериментах из шестнадцати. Заметим, что, в перспективе, при уточнении использованных в формулах (10) и (11) констант и уточнении области их применимости методика МГСУ, основанная на теории размерности и подобия, может оказаться наиболее достоверной.

Таким образом, из сравнения результатов расчета пробивания железобетонной плиты ЛП по различным методикам с данными лабораторных опытов [5] видно, что наиболее реалистичный прогноз получается при использовании методики NDRC. Эта методика включена в нормативный документ [6]. Методика Комитета по атомной энергетике Франции дает больший запас, но он также не является чрезмерным.

ЛИТЕРАТУРА

1. Kennedy P.R. A Review of Procedures for the Analysis and Design of Concrete Structures to Resist Missile Impact Effects. // Nuclear Engineering and Design. Amsterdam. 37. 1976.
2. Halder A., Hamieh H.A. Local Effect of Solid Missiles on Concrete Structures. // Proc. ASCE. Structural Engineering. Vol. 110. №5. 1984.
3. Попов Н.Н., Расторгуев Б.С., Забегаев А.В. Расчет конструкций на динамические специальные нагрузки. М.: Высшая школа. 1992.
4. Halder A, Miller F.J. Penetration Depth in Concrete for Nondeformable Missiles. // Nuclear Engineering and Design. Amsterdam. 71. 1982.
5. Лужин О.В., Забегаев А.В., Кудерин М.К. Особенности деформирования железобетонных плит при ударных воздействиях. // Бетон и железобетон. 1990. 2.
6. Руководство по определению параметров ударных волн при разрыве трубопровода первого контура, избыточного давления в помещениях гермообъема и нагрузок от воздействия струи на ограждающие конструкции атомных станций. РД 95 10532-96. Разработано МГСУ и институтом Атомэнергопроект. М. 1996 г.

НОРМАТИВНЫЕ И ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМЫЕ ЗНАЧЕНИЯ УРОВНЕЙ ВОДЫ В ПЬЕЗОМЕТРАХ, ОБЕСПЕЧИВАЮЩИЕ БЕЗОПАСНОЕ СОСТОЯНИЕ ОТКОСОВ ГРУНТОВЫХ ПЛОТИН

*Борткевич С. В., Красильников Н. А., кандидаты техн. наук
(АО НИИЭС)*

Основные положения

Подавляющее большинство грунтовых плотин 1 и 2 класса, построенных в России в последние 50 лет, оборудовано КИА для наблюдений за уровнями воды в пьезометрах и за положением депрессионной кривой в период эксплуатации. Для того, чтобы повысить эффективность и информативность этих измерений, в НИИЭС разработан метод определения нормативных и предельно допустимых пьезометрических уровней, обеспечивающих безопасное (устойчивое) состояние откосов плотины.

Нормативные и предельно допустимые значения уровней воды в пьезометрах, установленных на сооружениях, позволяют эксплуатационному персоналу оперативно оценивать состояние плотины и могут использоваться при анализе и интерпретации данных натуральных наблюдений по КИА на грунтовых плотинах.

Вышеуказанные значения уровней воды индивидуальны для каждого из пьезометров, установленных в сооружении, и зависят от конструкции плотины, геометрических размеров её элементов, инженерно-геологических условий её основания, физико-механических свойств грунтов основания и тела плотины, от особенностей фильтрационного режима сооружения, и, наконец, от расположения пьезометра в плане и отметки его водоприёмника.

Под нормативными значениями уровней воды в пьезометрах (НУ) имеются в виду такие, при превышении которых устойчивость или прочность сооружения, его основания или отдельных его элементов перестают соответствовать нормативным требованиям для нормального расчётного эксплуатационного случая.

Под предельно допустимыми значениями уровней воды в пьезометрах (ПДУ) понимаются уровни, превышение которых грозит разрушением откосов плотины.

Для определения нормативных и допустимых показателей уровней воды в пьезометрах выполняются исследования устойчивости откосов плотины в зависимости от положения кривой депрессии.

Методика исследований устойчивости откосов и необходимая исходная информация

При исследованиях устойчивости откосов плотин в зависимости от положения депрессионной кривой целесообразно использовать методику, изложенную в [5]. В этом документе, а также в СНИП 2.06.05-84*[4] допустимое значение коэффициента устойчивости откоса грунтовой плотины $K_{уст}$ поставлено в зависимости от сочетания нагрузок и воздействий. Значения нормативных уровней воды в пьезометрах соответствуют значениям коэффициента устойчивости откоса $K_{уст}=1,32$ для сооружений первого класса и 1,26 для сооружений второго класса, принятым для нормального эксплуатационного расчётного случая. Предельно допустимые значения уровней воды в пьезометрах соответствуют значениям коэффициента устойчивости откоса в особом расчётном случае $K_{уст}=1,18$ для сооружений первого класса и 1,14 для сооружений второго класса.

Если КИА (пьезометры) фиксируют уровни воды выше нормативных, то необходимо уточнение геотехнических свойств грунтов в теле и основании плотины и проведение поверочных расчётов устойчивости откосов, на основании которых делается заключение о состоянии плотины. Если же пьезометры фиксируют предельно допустимые значения и наблюдается тенденция к снижению коэффициента устойчивости откоса плотины ниже его нормативного значения $K_{уст}$. при особом сочетании нагрузок, то необходимо срочное выполнение аварийных мероприятий.

Расчётная геотехническая модель сооружения

Первым и важнейшим элементом определения значения НУ и ПДУ является разработка современной расчётной геотехнической модели основания и тела плотины в тех поперечниках, где установлена КИА. Расчётная геотехническая модель включает в себя весь комплект исходной информации, необходимый для выполнения расчётов устойчивости откосов плотины в каждом из поперечников, где установлены пьезометры.

Процесс формирования исходных данных на расчётных поперечниках плотины включает в себя:

анализ геологических и гидрогеологических материалов (разрезов и таблиц), разработанных изыскательской организацией;

анализ материалов натуральных наблюдений по трубчатым пьезометрам, установленным на гребне и низовом клине плотины;

обработку материалов в соответствии с рекомендациями «Расчёт устойчивости откосов грунтовых плотин» П-783-88*/Гидропроект таким образом, чтобы для каждого рассматриваемого поперечника получить следующие параметры: количество слоёв грунта; количество точек перелома слоёв грунта; координаты точек перелома на депрессионной кривой; ширину отсека; координаты поля центров; шаг перебора радиусов поверхностей скольжения; физико-механические характеристики грунтов; характеристики сейсмического воздействия.

Физико-механические свойства грунтов

Перед выполнением расчётных исследований устойчивости откосов плотины необходимо для каждого литологического слоя основания, а также вида грунта в теле плотины иметь данные о коэффициенте внутреннего трения $\text{tg } \varphi$ и сцеплении C , о плотности грунта ρ , в естественном и в водонасыщенном состоянии. Пример сводки значений всех этих величин приводятся в таблице 1.

Таблица 1

| Наименование грунта, № литологического слоя | Расчетные значения | | | |
|--|----------------------|----------------------------|--|--|
| | $\text{tg } \varphi$ | c (т/м ²) | $\rho_{\text{ест}}$ (т/м ³) | $\rho_{\text{нас}}$ (т/м ³) |
| Моренный суглинок тела плотины | 0.25 | 1.50 | 1.99 | 2.11 |
| Песок тела плотины | 0.45 | 0.00 | 1.83 | 2.03 |
| Основание: Слой 4 | 0.10 | 1.00 | 1.53 | 1.55 |
| Слой 5 | 0.45 | 0.00 | 2.00 | 2.00 |
| Слой 5а | 0.60 | 0.00 | 2.15 | 2.15 |
| Слой 19 | 0.45 | 0.00 | 2.00 | 2.00 |
| Слой 20 | 0.10 | 1.00 | 1.53 | 1.53 |
| Слой 22 | 0.20 | 3.00 | 2.05 | 2.05 |

Положение всех этих слоёв в поперечном сечении плотины показано на рис. 1, 3.

Исходные данные для определения величины сейсмического воздействия на земляную плотину, имеющую в основании толщу водонасыщенных песков, показаны в таблице 2.

Таблица 2

| Наименование характеристики | Значение характеристики |
|---|-------------------------|
| Расчетная бальность | 7 |
| Класс сооружения | 1 |
| Категория грунта основания | 3 |
| Коэффициент Пуассона | 0,3 |
| Плотность грунта тела плотины, т/м ³ | 2,07 |
| Высота плотины, м | 50,00* |
| Динамический модуль упругости грунта тела плотины, т/м ² | 100000 |

*) С учётом водонасыщенных песков в основании плотины.

Характерные примеры определения значений НУ и ПДУ для грунтовой плотины первого класса

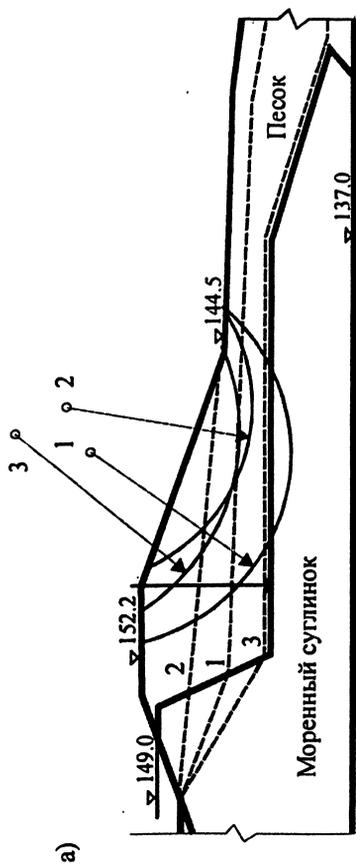
При определении нормативных и предельно допустимых значений уровней воды в пьезометрах на грунтовых плотинах, построенных в равнинной местности, как правило, можно выделить:

участки створа, где основание плотины выполнено относительно прочными грунтами, прочностные свойства которых сопоставимы со свойствами грунта в теле сооружения (плотины первого типа);

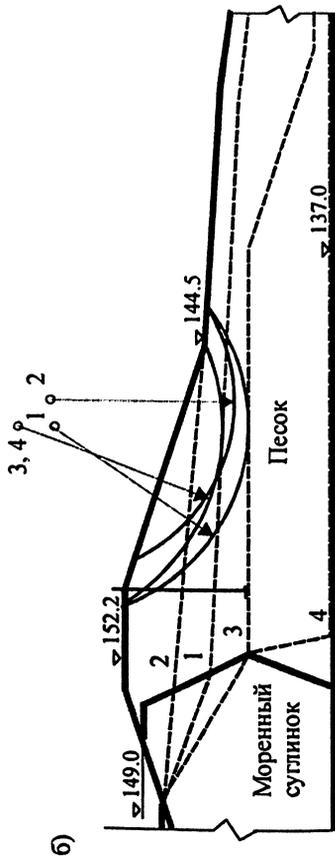
участки створа, где основание плотины выполнено слабыми грунтами, прочностные свойства которых существенно ниже, чем в теле сооружения (плотины второго типа).

На рисунках 1 и 2 показаны примеры определения нормативных и предельно допустимых значений уровней воды в пьезометрах плотины первого типа, для характерных профилей "а" и "б" на разных участках.

На плотине первого типа исследованные поперечные профили которой показаны на рис.1, все пьезометры контролируют устойчивость откоса плотины между отметками 152,2м и 144,5м. Положение депрессионной кривой в сооружении зависит от проницаемости моренного суглинка верховой призмы на отметках 149,0—137,0м. В расчётах варьировалось 3-4 варианта положения депрессионной кривой, показанные на этих же рисунках. Вариант положения депрессионной кривой №1 примерно совпадает с уровнями, измеренными пьезометрами. Расчётные схемы плотины, условия расчёта и его результаты показаны на рисунках 1 и 2. Расчётные показатели грунта приводятся в таблице 1.



| Вариант депрессионной кривой | К... |
|------------------------------|------|
| 1 | 1.49 |
| 2 | 1.25 |
| 3 | 1.56 |



| Вариант депрессионной кривой | К... |
|------------------------------|------|
| 1 | 1.50 |
| 2 | 1.25 |
| 3 | 1.56 |
| 4 | 1.56 |

Рис. 1. Результаты расчетных исследований устойчивости низового откоса плотины первого типа на отм. 152.2 м - 144.5 м.

а) и б) - характерные профили откоса плотины на различных отметках;
1, 2, 3, 4 - варианты положения депрессионной кривой.

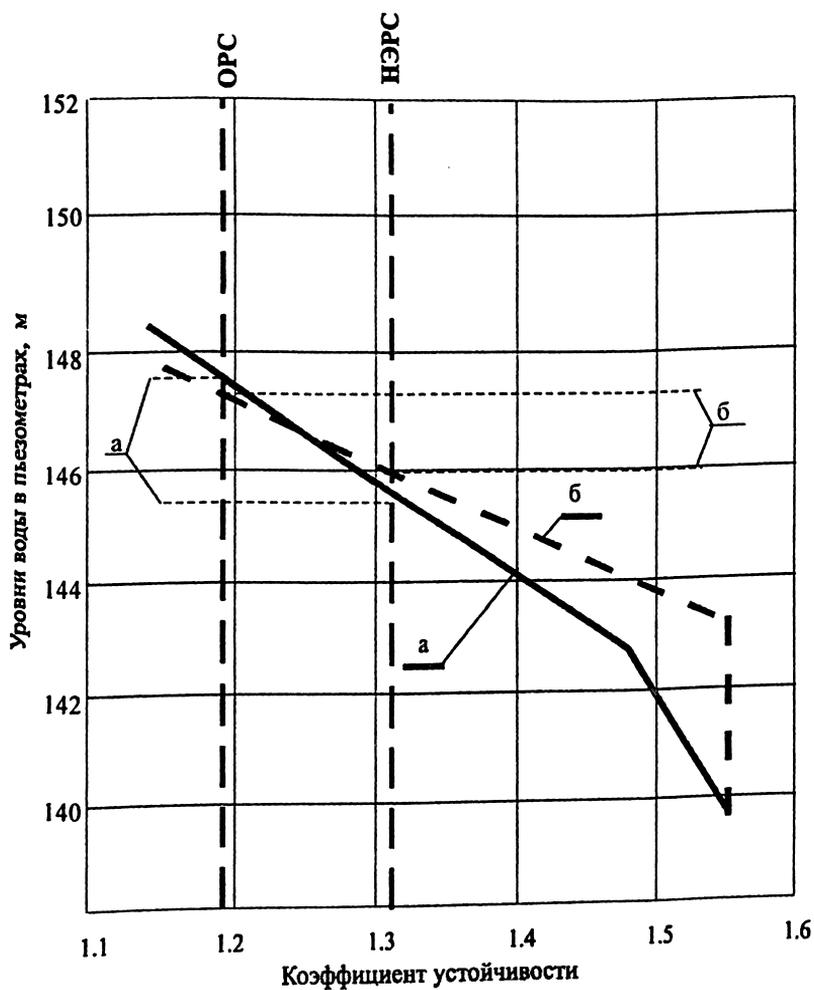


Рис. 2. Определение нормативных (НУ) и предельно допустимых (ПДУ) уровней воды в пьезометрах, установленных у гребня плотины в песках.

Условные обозначения:

НЭРС - нормальный эксплуатационный расчетный случай;

ОРС - особый расчетный случай;

а) и б) - характерные профили на рис. 1

| Вариант депрессивной кривой | Значение K_{\dots} для различного положения поля центров | | |
|-----------------------------|--|------|------|
| | а | б | в |
| 1 | 1.45 | 1.22 | 1.12 |
| 2 | 1.25 | 1.08 | 0.94 |
| 3 | 1.56 | 1.34 | 1.30 |
| 4 | - | 1.48 | 1.30 |

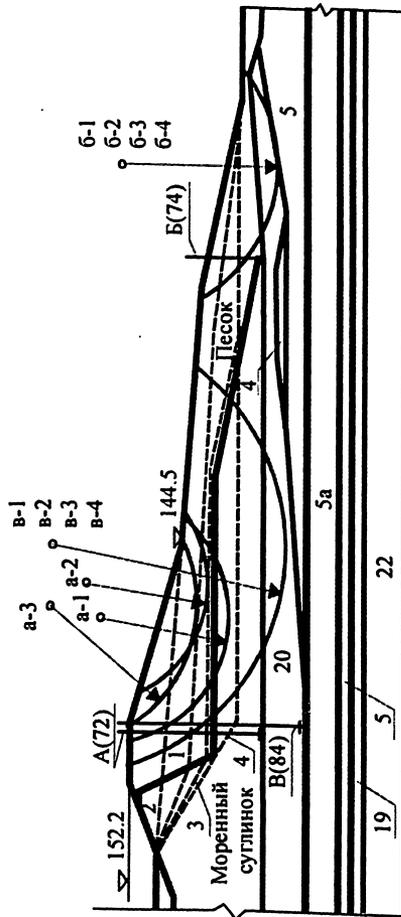


Рис. 3. Расчетная схема при определении устойчивости низового откоса плотины второго типа.

4, 5, 5а, 19, 20, 22 - литологические разности (слои) в основании плотины..
 А(72), В(84), В(74) - пьезометры в теле и основании плотины.

Расчёты показали, что депрессионной кривой №1 соответствуют значения коэффициента устойчивости рассматриваемого откоса $K_{уст}=1,49-1,50$ при нормативной величине $K_{уст}=1,32$. Как показано на рис.1, в зависимости от положения депрессионной кривой значения коэффициента устойчивости низового откоса плотины для отметок 152,2м-144,5м изменяются в диапазоне от 1,25м до 1,56. Контрольными уровнями воды в пьезометрах, установленных на участке плотины, характеризуемом профилем "а" являются уровни на отметках 145,6 (НУ) и 147,8 (ПДУ). Для участка плотины, характеризуемого профилем "б", НУ соответствует отметке 146,0м, а ПДУ - отметке 147,4 м. Фактические уровни воды в пьезометрах были существенно (на несколько метров) ниже, чем нормативные и предельно допустимые.

Для плотины второго типа, конструкция которой показана на рисунке 3, расчётные показатели грунтов приведены в таблице 1.

Для пьезометров, установленных в этом поперечнике плотины, фактические уровни воды оказались на 2-5м выше, чем значения НУ, хотя и ниже чем ПДУ. В этом случае проектной организации было рекомендовано уточнить расчётные значения показателей сопротивления сдвигу $tg \varphi$ и C наиболее слабых грунтов, слагающих основание на пойменном участке плотины, с учётом прошедшей консолидации их в период строительства и эксплуатации сооружения.

Выводы

1. Для обеспечения безопасного состояния откосов эксплуатируемых грунтовых плотин рекомендуется ввести понятия "нормативные" и "предельно допустимые" значения пьезометрических уровней воды.

2. Нормативные и предельно допустимые значения пьезометрических уровней должны определяться по результатам расчётных исследований устойчивости откосов плотин при различном положении кривой депрессии.

3. Рекомендуемые нормативные и предельно допустимые значения индивидуальны для каждого из пьезометров, установленных на плотине. Они зависят от конструкции плотины, геометрических размеров её элементов, инженерно-геологических условий основания, физико-механических свойств грунтов основания и тела плотины, особенностей

фильтрационного режима и могут изменяться в процессе эксплуатации сооружения.

ЛИТЕРАТУРА

1. **Рекомендации по определению предельно допустимых значений показателей состояния и работы гидротехнических сооружений:** П-836-85/Гидропроект. М.:1985.
2. **Красильников Н.А.** *Натурные наблюдения и контроль за устойчивостью грунтовых плотин //Гидротехническое строительство.* 1988. №9
3. **Труды координационных совещаний по гидротехнике.**Л.: Энергия. 1964. Вып.8. 1965. Вып.19. 1974. Вып.91.
4. **СНиП 2.06.05-84*** *Плотины из грунтовых материалов.* М. 1991.
5. **Рекомендации по проектированию плотин из грунтовых материалов** *Расчёт устойчивости откосов грунтовых плотин.* П-783-88/Гидропроект. М.:1988.
6. **Красильников Н.А.** *Исследование устойчивости грунтовых откосов и методика проектирования грунтовых плотин.* Обзорная информация М.: Информэнерго. 1991.
7. **СНиП П-7-81.** *Строительство в сейсмических районах.* М.: Стройиздат. 1982.
8. **Красильников Н.А.** *Выбор способов расчёта грунтовых плотин при автоматизированном проектировании.* //Гидротехническое строительство. 1987. №6.
9. **Красильников Н.А.** *Расчёты устойчивости грунтовых откосов.* //Основания, фундаменты и механика грунтов. 1995.№6.
10. **Красильников Н.А.** *Практика разработки критериев безопасного состояния земляной плотины по устойчивости откосов.* //Гидротехническое строительство. 1993 г. №12.

ОЦЕНКА БЕЗОПАСНОСТИ ПОРТАЛОВ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ТУННЕЛЕЙ

*Зарецкий Ю.К., доктор техн. наук (АО НИИЭС),
Карабаев М.И., кандидат техн. наук (МИГГ),
Хачатурьян Н.С., кандидат техн. наук,
Соловьева Л.Д., инженер (АО НИИЭС)*

Входные и выходные порталы гидротехнических туннелей, как правило, пересекают зону выветрелых пород, где развита высокая степень трещиноватости. Прочностные и деформационные характеристики выветрелой зоны значительно ниже характеристик основного массива. Все это приводит к значи-

тельными деформациям массива и увеличению давления на обделку порталов.

В мировой практике имеется ряд случаев обрушения входных и выходных порталов. Так, например, произошло обрушение выходного портала автодорожного туннеля в Японии. Обрушение откоса Теребля-Рикской ГЭС привело к разрыву обделки туннеля и выходу из строя здания станции.

Существующая методика расчета устойчивости порталов не учитывает полного комплекса физико-механических характеристик выветрелой зоны и сохранных пород таких, как трещиноватость массива, блочность, параметры сдвига по трещинам, деформационные свойства массива.

Из сказанного следует, что устойчивость входных и выходных порталов, надежность и прочность обделки являются одним из основных условий работоспособности гидротехнической системы. Для решения поставленной задачи по уточнению методики расчета входных и выходных порталов гидротехнических туннелей необходим комплексный подход к ее выполнению, включающий:

анализ инженерно-геологических условий в зоне выветрелых пород входных и выходных порталов;

уточнение расчетных характеристик массива;

экспериментальная оценка на моделях из эквивалентных материалов прочности и деформируемости пород и обделки входных и выходных порталов;

уточнение методики расчета входных порталов и выполнение расчетов.

Такой комплексный подход к оценке прочности и устойчивости входных и выходных порталов был осуществлен на примере водосбросных туннелей ГЭС Коусар (Иран) и Ирганайской ГЭС.

Два водосбросных туннеля гидроузла Коусар являются основными гидротехническими сооружениями, относящимися к первому классу капитальности.

Они располагаются на правом берегу реки в пределах абсолютных отметок 550-620м. Максимальная глубина заложения около 100м, на припортальных участках она составляет 15-30м.

Туннели проходят в известняках, представляющих собой скальную породу средней крепости: сопротивление сжатию в образце $R_{сж}=50-60$ МПа, растяжению $R_p=6$ МПа, плотность известняков $\rho=2,35$ т/м³. Известняки толстослоистые. На боль-

шей части трассы они залегают субгоризонтально ($U=8^\circ$), со стороны входного портала на участке около 100м (наклонная часть туннелей) угол падения слоев $15-20^\circ$ в сторону порталов. В пределах наклонной части туннеля в толще известняков имеются прослои выветривающихся мергелей и мергелистых известняков, количество которых составляет 10% мощности толщи. Кроме того, по всей трассе ослабленных кавернозных и известняков мощностью до 2м. Массив пород характеризуется совершенной сетью трещин: помимо трещин напластования развиты еще две системы мелких трещин, которые имеют крутые углы падения и простираются субнормально оси туннеля. Трещиноватость массива в целом - слабая. В пределах наклонных участков туннелей блочность пород $B=1,5-2,0$ м (модуль трещиноватости $n=0,75\pm 0,5$), на остальной части $B=3,0-4,0$ м, $n=0,3\pm 0,25$

Помимо описанных мелких, встречаются крупные трещины и единичные разломы, длина которых сопоставима с поперечными размерами туннеля. Они имеют крутые углы падения и простираются под углом $40-50^\circ$ к оси туннеля. Расстояние между крупными трещинами 6-10м, мощности зон дробления вдоль разломов не превышают 10-20см.

Водосбросные туннели располагаются выше уровня подземных вод. Массив, в котором они проходятся, представляет собой останец, ограниченный с трех сторон долиной реки Хайрабат. Вследствие этого, тектонические напряжения в массиве не предполагаются, и его естественное напряженное состояние в каждой точке определяется весом вышележащих пород. Деформации массива в окрестности выработок могут происходить, в основном, по плоскостям трещин, сопротивление сдвигу по которым составляет $St=0,05$ МПа, $tg\phi=0,58$.

Два напорных деривационных туннеля Ирганайской ГЭС длиной по 5000м каждый проходят в осадочных породах, представленных чередованием крепких доломитов, песчаников, алевролитов и аргиллитов. Породы в основном характеризуются как крепкие, с временным сопротивлением одноосному сжатию от 60 до 110МПа.

По трассе туннеля имеются две зоны тектонических нарушений суммарной протяженностью более 500м, в пределах которых прочность пород снижается до 45МПа.

Сейсмичность района 8 баллов. На участках тектонических нарушений расчетная бальность повышается до 9 баллов в пре-

делах 500м по длине туннеля в обе стороны от нарушений.

Портальные участки деривационного туннеля расположены в следующих геологических условиях.

Входной портал расположен в горских отложениях, которые представлены переслаиванием известняков, доломитов, изредка мелкообломочными брекчиями. Известняки и мелкообломочные брекции очень прочные. Доломиты и доломитизированные известняки средней прочности.

Выше по разрезу залегают брекции карбонатные, представленные прочными обломками доломитов и известняков, сцементированных карбонатным цементом низкой прочности. Эти породы перекрыты делювиальными отложениями. Угол склона у входного портала составляет порядка 60°.

Породы выходного портала представлены переслаиванием амвролитов, углистых аргиллитов и песчаников, с поверхности сильно выветрелых, трещиноватых, ожелезненных. Порода низкой прочности. Угол наклона склона у выходного портала составляет порядка 30-35°. Однако выемка породы для врезки портала обустроила склон под углом порядка 70°.

Одним из методов оценки устойчивости входных и выходных порталов туннелей Ирганайской ГЭС и гидроузла Коусар является моделирование валентных материалов.

Для напорных деривационных туннелей Ирганайской ГЭС на основе физико-механических характеристик массива был подобран эквивалентный материал, соответствующий в масштабе 1:20 натурным значениям. В соответствии с заданной трещиноватостью модель была изготовлена из отдельных блоков, расположение граней которых соответствовало углу наклона системы трещин (рис.1 на цветной вкладке). Модель была оборудована измерительными марками, величина перемещений которых определялась с помощью телевизионной установки и катетометра В-630.

Отработка модели осуществлялась в шесть этапов, каждый из которых составлял в пересчете на натуру 4,8м. На каждом этапе осуществлялось измерение вертикальных перемещений у контура выработки (1 м от свода туннеля) и на расстоянии 3м и 5м м вглубь массива. Общая длина участка выходного портала принята равной 30м.

В результате разработки туннеля максимальная величина деформации массива достигла 69 мм в пересчете на на

туру, что обусловлено значительной трещиноватостью в зоне выходного портала.

Для водосбросных туннелей гидроузла Коусар проводились расчетные и экспериментальные исследования устойчивости массива и надежности обделок на участке выходного портала. Это позволило обосновать принятое проектное решение и разработать принципиальную схему анкеровки массива и армирования обделки.

В соответствии с заданием в рамках этой работы было выполнено испытание модели поперечного сечения водосбросного туннеля на участке с наибольшим сечением. Для оценки устойчивости этой части туннеля была изготовлена модель, в которой выполнена трещиноватость, соответствующая показанной на рис.2 на цветной вкладке. Как показано на рис.2, пачка *h* имеет горизонтальные слои мощностью 6 м и вертикальные трещины с шагом 3,5м в каждом слое. В пачке *g* мощность слоев составляет 4м, а вертикальные трещины с тем же шагом 3,5м.

Подобранный эквивалентный материал состоял из гипса, песка и воды. Физико-механические характеристики эквивалентного материала соответствовали ранее принятым значениям.

Изготовление модели осуществлялось слоями по 12см, что в масштабе 1:500 соответствовало 6м в натуре, на высоту 72 см, а затем слоями по 8см, что соответствовало 4м в натуре до полной высоты модели, равной 1,4м. Таким образом, размер модели составлял по длине 2м (100м в натуре) и по высоте 1,4м (70м в натуре).

Изготовленная модель оборудована измерительными точками по схеме, показанной на рис.2, координаты которых определялись с помощью специальной телевизионной установки.

После снятия начальных значений со всех измерительных точек осуществлялась разработка туннеля в следующей последовательности:

отработка подсводного пространства туннеля и установка железобетонного свода (рис.1);

разработка ядра туннеля на глубину 20см (10м в натуре);

разработка туннеля на полное сечение с последующей установкой лоткового блока и бетонирование стен (рис.2).

Результаты проведенных испытаний показали, что полная разработка туннеля не привела к значительным деформациям

Расчетные исследования напряженно-деформированного состояния концевой участка водосбросных туннелей гидроузла Ко-

усар выполнялись для рассматриваемого участка туннеля.

На первом этапе были выполнены расчеты физической модели с использованием характеристик эквивалентного материала и результаты сопоставлялись с результатами эксперимента. Удовлетворительное совпадение результатов позволило перейти к следующему этапу расчетов.

На втором этапе были выполнены серии расчетов туннеля в поперечном сечении. При этом рассматривались 6 вариантов принципиальной схемы анкеровки. На основе сравнения результатов был выбран наиболее оптимальный вариант анкеровки массива, и для этого случая разработана схема армирования обделки.

Расчеты проводились по методу конечных элементов (МКЭ), где трещины моделировались специальными контактными элементами, в которых были реализованы нелинейная зависимость между напряжениями и деформациями в допредельном и запредельном состояниях. Кроме того, при растягивающих напряжениях реализовался механизм отрыва цельных блоков.

В расчетах учитывались нагрузки от собственного веса горных пород, от бетона обделки и внутреннего давления воды, заполняющей туннель без напора. Для эксплуатационного периода учитывалась еще гидродинамическая пульсационная нагрузка. Все эти нагрузки принимались с коэффициентом 1.

При составлении конечно-элементной модели расчетной области в основном были сохранены рельеф местности, расположение туннеля и его размера, все слои пород и размеры цельных блоков. Основное внимание при этом было уделено идентичности схем трещин в конечно-элементной модели и в натуре.

В работе рассматривались несколько вариантов проходки туннеля. В первом варианте проходки осуществлялись без анкеровки, в остальных пяти вариантах рассмотрено различное количество анкеров.

В таблице 1 приведены величины максимальных усилий в анкерах в рассмотренных вариантах.

Туннельные водосбросы рассчитывались на землетрясение MDL (максимально расчетный уровень) с максимальным горизонтальным воздействием $a_H=0.34g$, вертикальным $a_V=0.22g$. Воздействие считалось приложенным к поверхности основания плотины на отметке расширения ущелья ($\approx 580m$).

Таблица 1.

| №№ вариан- тов | Максимальное усилие в анкерах в МПа | Коэффициент за- паса, K_3 |
|-------------------|--|--------------------------------|
| 2 | - 73.10 | 4.49 |
| 3 | - 73.46 | 4.47 |
| 4 | - 119.70 | 2.74 |
| 5 | - 120.30 | 2.73 |
| 6 | - 155.34 | 2.11 |
| 7 | -156.11 | 2.10 |

Заданное сейсмическое воздействие (акселелограмма 320qc) характеризуется пиковым ускорением $338,5\text{см/сек}^2$ через $5,98\text{с}$ и продолжительностью воздействия $39,22\text{с}$.

В расчете продолжительность воздействия сокращена до 15с , так как амплитуды колебаний к этому времени уже не превышали $0,2$ от максимальных.

Расчетная программа построена таким образом, что возбуждение основания прикладывается по подошве расчетной области. Поэтому предварительно на модели скального массива с разломом был выполнен подбор корректирующих коэффициентов акселелограммы так, чтобы получить на отметке 580м отклик, соответствующий заданным величинам ускорения.

Решение задач динамического анализа основывается на методе разложения по собственным формам. Поэтому был выполнен расчет массива с возведенным водосбросным туннелем. Результаты расчета показаны в таблице 2.

При динамическом нагружении увеличивается модуль упругости материала. Для скалы было принято значение динамического модуля упругости $E_d=14000\text{МПа}$. Для бетона динамический модуль упругости принимался равным статическому.

Сейсмические напряжения в бетонной обделке водосбросного туннеля определялись для трех сечений.

Для каждого сечения было получено изменение нормальных напряжений во времени за весь период воздействия сейсмической нагрузки.

Проверочные расчеты требуемой площади рабочей арматуры согласно СНиП 2.06.08-87 «Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений» показывают, что динамические воздействия не требуют дополнительного армирования обделки туннеля.

Таблица 2

| FREQUENCY NUMBER | FREQUENCY (RAD/SEC) | FREQUENCY (CYCLES/SEC) | PERIOD (SECONDS) |
|------------------|---------------------|------------------------|------------------|
| 1 | 0.2714986E+02 | 0.4321035E+01 | 0.2314260E+00 |
| 2 | 0.4940975E+02 | 0.7863805E+01 | 0.1271649E+00 |
| 3 | 0.5806887E+02 | 0.9241947E+01 | 0.1082023E+00 |
| 4 | 0.61100263E+02 | 0.9724786E+01 | 0.1028300E+00 |
| 5 | 0.7299034E+02 | 0.1161677E+02 | 0.8608242E-01 |
| 6 | 0.8186644E+02 | 0.1302945E+02 | 0.7674922E -01 |
| 7 | 0.9885652E+02 | 0.1573350E+02 | 0.6355863E -01 |
| 8 | 0.1110696E+03 | 0.1767727E+02 | 0.5659983E -01 |
| 9 | 0.1200808E+03 | 0.1911145E+02 | 0.5232465E -01 |
| 10 | 0.1309652E+03 | 0.2084376E+02 | 0.4797600E -01 |
| 11 | 0.1356563E+03 | 0.2159038E+02 | 0.4631693E -01 |
| 12 | 0.1490865E+03 | 0.2372785E+02 | 0.4214456E -01 |
| 13 | 0.1532439E+03 | 0.2438952E+02 | 0.4100122E -01 |
| 14 | 0.1599835E+03 | 0.2546217E+02 | 0.3927396E -01 |
| 15 | 0.1674607E+03 | 0.2265219E+02 | 0.3752036E -01 |
| 16 | 0.1750756E+03 | 0.2786414E+02 | 0.3588842E -01 |
| 17 | 0.1770581E+03 | 0.2817967E+02 | 0.3548658E -01 |
| 18 | 0.1794968E+03 | 0.2856781E+02 | 0.3500444E -01 |
| 19 | 0.1879143E+03 | 0.2990748E+02 | 0.3343645E -01 |
| 20 | 0.1934939E+03 | 0.3079551E+02 | 0.3247226E -01 |

ГЕОДИНАМИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ НА УЧАСТКАХ КРУПНЫХ ГИДРОУЗЛОВ

*Савич А.И., доктор физ.-мат. наук,
Ильин М.М., кандидат физ.-мат. наук,
Степанов В.В., кандидат геол.-мин. наук
(АО «Институт Гидропроект»)*

На территории России и стран СНГ в настоящее время эксплуатируется несколько тысяч крупных плотин энергетического и водохозяйственного назначения. К наиболее крупным и потенциально опасным гидротехническим сооружениям относятся гидроэлектростанции.

Результаты обследований отдельных длительно эксплуатируемых крупных гидроэлектростанций свидетельствуют о том, что наряду со "старением" сооружений в процессе их эксплуатации в районах наблюдается развитие специфических негативных геодинами-

ческих процессов, которые в совокупности приводят к неудовлетворительному, а в отдельных случаях к аварийному состоянию объектов.

Общая сводка геодинамических процессов, наиболее часто проявляющихся на участках высоких плотин и влияющих на их безопасность, приведена в таблице 1.

В настоящей работе рассмотрены некоторые наиболее характерные для техно-природных систем крупных гидроузлов виды геодинамических процессов.

Таблица 1

Геодинамические процессы на участках высоких плотин

| № п/п | Ведущий процесс | Форма проявления | Виды опасности для высоких плотин |
|--|---|---|---|
| 1. Природные геодинамические процессы | | | |
| 1 | Тектоническое деформирование земной коры | Региональные и локальные тектонические деформации. Современное движение земной поверхности. Дифференцированные подвижки по разломам, обрушения, обвалы, оползни. Изменение напряженно-деформированного состояния массивов. Землетрясения. | Деформации оснований сооружений, изменение "проектных" параметров геологической среды. Динамические воздействия на сооружение. |
| 2 | Флюидодинамические процессы | Гидродинамические деформации горных пород в зонах проницаемых разломов. Современные суперинтенсивные деформации земной поверхности. | Образование контрастных зон повышенной деформируемости и проницаемости. |
| 3 | Гравитационные процессы | Обвалы, оползни, просадки | Деформации дневной поверхности, повреждение сооружений и коммуникаций |
| 4 | Гидрогеологические и карстово-суффозионные процессы | Размывы, образование пустот, карст, суффозия, заилиние | Изменение инженерно-геологических и гидрогеологических условий. |

| № п/п | Ведущий процесс | Форма проявления | Виды опасности для высоких плотин |
|---|---|--|---|
| 5 | Криогенные процессы | Оттаивание, термокарст, пучение | Деформации оснований сооружений |
| II. Техногенные и техногенно-индуцированные процессы | | | |
| 6 | "Разгрузка" массива в ходе строительных работ | Разуплотнение массива, раскрытие трещин | Изменение физико-механических свойств массива |
| 7 | "Пригрузка" массива сооружением | Обжатие массива, закрытие трещин | Деформации дневной поверхности |
| 8 | Деформационные и фильтрационные процессы, связанные с созданием и эксплуатацией водохранилища. | Деформации (прогибы и положительные деформации) верхних частей земной коры. Разуплотнение массива в результате гидростатического взвешивания, гидродинамические и суффозионные явления. «Плотинные» землетрясения. | Изменение физико-механических свойств основания, повышение водопроницаемости массива, деформации поверхностных и внутренних частей массива. |
| 9 | Деформационные процессы, обусловленные изменением передаваемых на массив нагрузок при эксплуатации сооружения | Переменные во времени деформации массива, развитие зон повышенной трещиноватости и "перенапряженных" участков массива. | Изменение свойств и состояния оснований и примыканий высоких плотин. |

Сейсмичность

Важнейшим фактором, во многом определяющим безопасность большинства крупных плотин РФ и стран СНГ, является высокая сейсмичность районов их расположения. Большие плотины, как правило, создаются в условиях горного рельефа, в районах с повышенной сейсмической и тектонической активностью, в пределах которых происходят тектонические землетрясения различной интенсивности. Уровень максимальных сейсмических воздействий определяется при проектировании гидроузлов на основе информации, имеющейся на момент обоснования проекта, которой обычно бывает недос-

таточно для достоверных оценок сейсмических условий. За период утверждения, строительства и эксплуатации гидроэлектростанции, как правило, накапливаются новые данные о сейсмичности в районе ГЭС. Кроме этого, в отдельных случаях при эксплуатации высоких плотин в районе их расположения наблюдается существенное усиление сейсмической активности, обусловленное проявлением техногенных или техногенно-индуцированных - "плотинных" землетрясений.

Указанное обстоятельство требует корректировки принятых при проектировании оценок сейсмических условий и учета этих изменений при эксплуатации объектов. Наглядным примером сказанного может служить значительное (на 2 балла) увеличение расчетной сейсмичности для Зейской ГЭС, установленное через 10 лет после ввода объекта в эксплуатацию, корректировка сейсмических условий для Саяно-Шушенской ГЭС и ряда других гидростанций, а также увеличение сейсмической активности при заполнении и первых годах эксплуатации Нурекской ГЭС в Таджикистане [4], а также Чиркейской и Ингурской ГЭС на Кавказе [2, 5]. При этом наблюдалась характерная миграция очагов землетрясений вдоль тектонических нарушений с последовательным удалением от глубоководной части водохранилища. В ряде случаев усиление сейсмического процесса сопровождалось изменением напряженного состояния поверхностных массивов горных пород, что отображалось в измеряемых параметрах геофизических полей и геомеханических характеристик массива (Ингури, Рогун, Токтогул).

Техногенные землетрясения вызывают многократные динамические воздействия на сооружение и как показали расчеты, проведенные в ЦСГНЭО, приводят к накоплению деформаций сооружения во времени и снижению прочностных характеристик его материала.

Как правило, эти землетрясения по интенсивности не превышают расчетных землетрясений, но характеризуются большой повторяемостью, обуславливая регулярные сейсмические воздействия на сооружения ГЭС. До настоящего времени в расчетах гидроузлов на сейсмостойкость не учитывались многократные сейсмические события, уровень которых был ниже расчетных землетрясений. В тоже время, проведенные в ЦСГНЭО расчеты на повторные сейсмические воздействия для Зейской бетонной плотины и земляной плотины

Тери (Индия) показали, что даже относительно слабые повторные динамические воздействия могут приводить к значительным деформациям сооружения, сравнимым с первым наиболее сильным расчетным воздействием (рис. 1). Поэтому полная характеристика сейсмических условий энергообъектов должна включать оценку интенсивности и частоты повторяемости более слабых по сравнению с проектными сейсмических событий.

Перемещения по тектоническим разломам.

Плотины, размещаемые в горной местности, приурочены (из технологических и экономических соображений), как правило, к узким участкам речных долин. В геологическом отношении относительно узкие участки речных долин в большинстве случаев обусловлены растущим поперечным складчатым или разрывным поднятием. Чиркейская, Зейская, Токтогульская, Рогунская, Камбаратинская ГЭС расположены вблизи тектонически активных протяженных и региональных разломов (Зейская ГЭС), с которыми, по оценкам специалистов, могут быть связаны очаги катастрофических землетрясений с $M_{\max} \geq 7.0$. При возникновении землетрясений, с магнитудой более 6, разлом, генерирующий землетрясение, может выйти на дневную поверхность с относительным смещением крыльев на величину от нескольких сантиметров до 8 м (Нефтегорское землетрясение). Соответственно указанные смещения по разлому могут вызвать разрывы коммуникаций, водоводов, туннелей, зданий и сооружений ГЭС.

На рис.1 приведен пример расположения Чиркейской и Зейской ГЭС по отношению к тектонически активным разломам. Чиркейская плотина ограничена с севера и с юга тектонически активными разломами, которые проходят на расстоянии менее 1 км от нее. Амплитуда смещения по северному разлому составляет 60 м. Плотина Зейской ГЭС расположена в нескольких сотнях метров от разлома. Как в том, так и в другом случае при расчетном землетрясении может произойти вспарывание оперяющего разлома непосредственно под плотиной ГЭС.

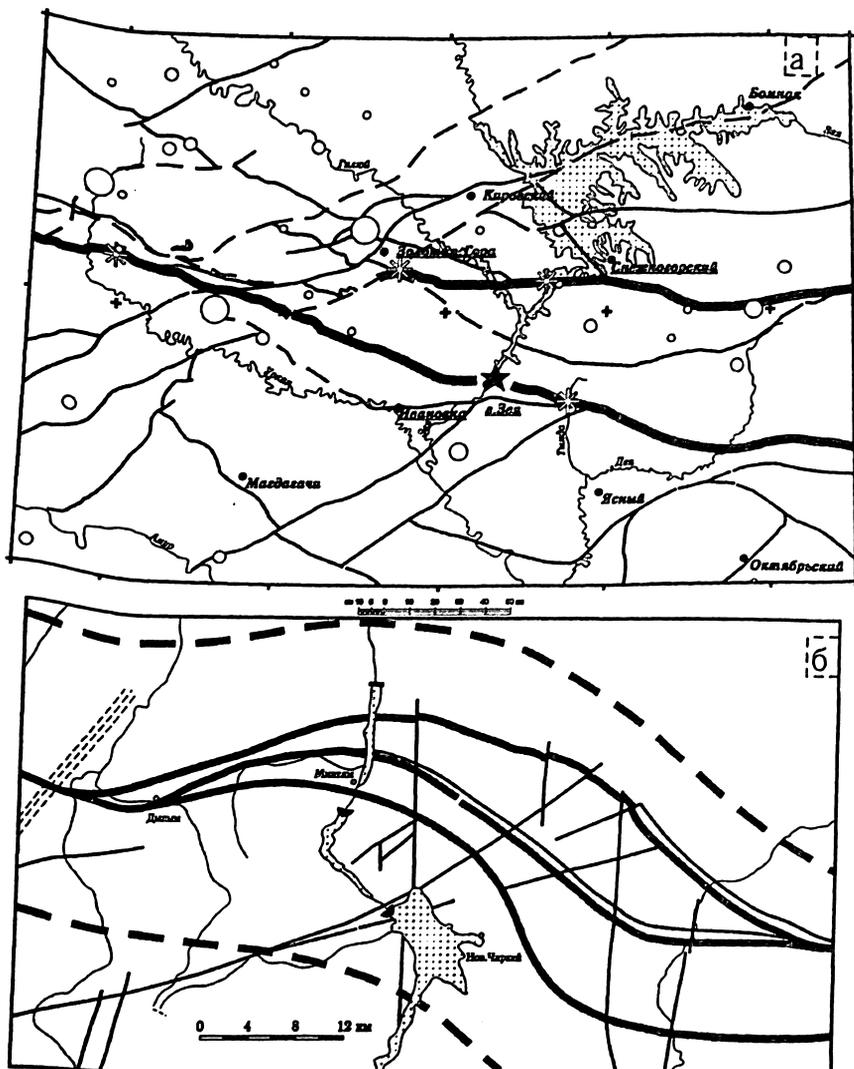


Рис.1. Положение плотин Зейской (а) и Чиркейской (б) ГЭС относительно тектонически активных разломов

Помимо сейсмогенных смещений по разломам с одноактным, практически мгновенным, смещением грунтов оснований, тектонически активные разломы характеризуются квазипостоянными однонаправленными или обратимыми тектоническими перемещениями, которые также могут представлять опасность для сооружений и коммуникаций ГЭС в процессе ее эксплуатации.

В последние годы получены принципиально новые данные о суперинтенсивных кратковременных деформациях земной поверхности над зонами древних разломов со скоростями перемещений до 50-70 мм в год. Установлено, что наибольшая интенсивность подобных геодинамических аномалий наблюдается в платформенных регионах, где размещено значительное число крупных плотин и следовательно эти явления могут представлять серьезную опасность для гидросооружений.

Тектонические напряжения

Важным геодинамическим фактором, влияющим на безопасность плотин, является высокий уровень естественных тектонических напряжений, обусловленный высокой тектонической активностью соответствующих регионов. Связанные с высоким уровнем тектонических напряжений геодинамические процессы ярко проявились, в частности, в подземном машзале Колымской и Рогунской ГЭС, а также в основании Саяно-Шушенской ГЭС.

Уровень естественных напряжений оказывает существенное влияние на устойчивость бортов водохранилищ и склонов долин в примыканиях высоких плотин и в их нижних бьефах (эти проблемы актуальны для Токтогульской, Чиркейской, Рогунской, Камбаратинской плотин и созданных ими водохранилищ), а также на процессы поверхностного выветривания и разгрузки, значительно ухудшающие "строительные" и "эксплуатационные" свойства оснований гидросооружений.

В свою очередь, нагрузки, создаваемые водохранилищами, вызывают изменения напряженно-деформированного состояния в верхних частях земной коры и приводят в отдельных случаях к активизации процессов тектонического деформирования геологической среды, сопровождаемых, в частности, проседаниями земной поверхности, сейсмическими и гравитационными явлениями.

Геодинамические процессы, обусловленные влиянием техногенных факторов на различных этапах строительства и эксплуатации объекта

Как правило, на участках высоких плотин развиты разнообразные техногенные геодинамические процессы, отдельные виды которых имеют четкую приуроченность к определенным этапам строительства и эксплуатации объектов.

На начальном этапе строительства, при вскрытии котлованов, за счет выемки больших объемов грунта, происходит *“разгрузка” массива*, обусловленная уменьшением естественных напряжений в приповерхностной части массива и вызывающая разуплотнение массива за счет раскрытия существующих в нем трещин. Процесс разуплотнения массива сопровождается значительным ухудшением физико-механических свойств пород в основании сооружения. При этом по интенсивности изменения свойств могут быть выделены подзоны интенсивной, средней и слабой разгрузки, которые характеризуются уменьшением упругих, деформационных и прочностных свойств массива в несколько раз. В подтверждение сказанного на рис.2 приведены обобщенные графики изменения скоростей упругих волн V и модуля деформации D в котлованах ряда больших плотин. Установлены особенности развития процесса техногенной разгрузки в зависимости от исходных природных условий, параметров котлованов и технологии вскрышных работ [1].

При укладке бетона или других строительных материалов в тело плотин возрастает нагрузка на породы основания и *происходит уплотнение массива*. Этот процесс имеет различную интенсивность для разновеликих блоков основания и определенную *“избирательность”*, контролируемую структурными особенностями уплотняемого массива. Результаты проявления этого процесса для известняков основания Ингури ГЭС отображены на рис.3.

При заполнении водохранилища в массиве развиваются разномасштабные фильтрационно-деформационные процессы, результаты действия которых часто имеют разнонаправленный характер.

При водонепроницаемом основании заполнение водохранилища увеличивает нагрузку на поверхностные части земной коры и в ней развиваются процессы уплотнения и консолидации горных пород, отображаемые характерными деформациями дневной поверхности и изменением физических свойств геологической среды (рис.3). Установлено, что эти процессы также имеют избирательный характер и распространяются на значительные глубины, сопоставимые с размерами поперечного сечения водохранилищ. Интенсивность их проявления существенно зависит от глубины водохранилища и от локальных геологических особенностей массива. Наибольшему *“обжатию”* подвержены блоки массива, содержащие крупные

субпараллельные дневной поверхности трещины [1,6], или зоны тектонических нарушений.

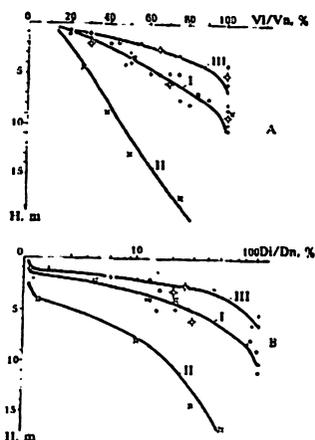


Рис. 2. Обобщенные зависимости скорости продольных волн (а) и модуля деформации (б) от глубины для участка строительных котлованов I - зона гипергенной и техногенной разгрузки; II - зона тектонических нарушений; III - зона техногенной разгрузки.
 • 1 - для Крапивинской ГЭС; ° 2 - для Днепровской ГЭС; + 3 - для Богучанской ГЭС; ♦ 4 - для Шульбинской ГЭС; π 5 - для Ингури ГЭС.

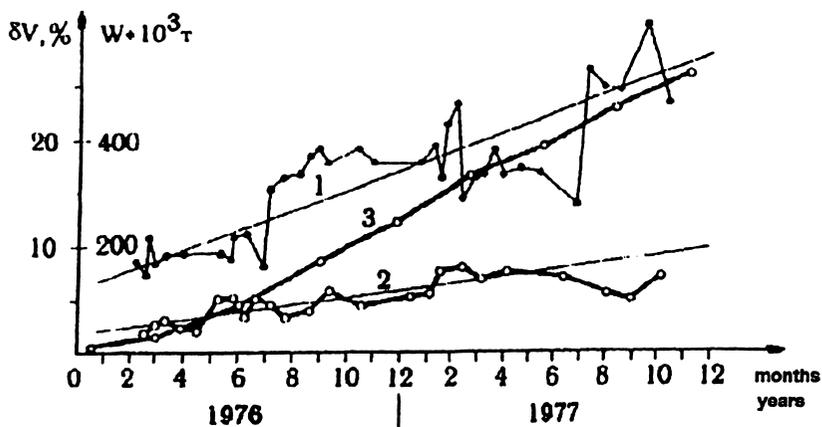


Рис. 3. Увеличение скорости продольных волн во времени под действием веса бетона, уложенного в тело плотины (3) по данным сейсмического просвечивания (1) и ультразвукового каротажа скважин (2).

В водопроницаемом массиве при заполнении водохранилища развивается процесс перестройки гидрогеологического режима района, сопровождаемый частичным разуплотнением массива за счет возникновения гидростатических сил взвешивания (разгрузки). Эффекты "взвешивания" развиваются в дополнительно обводненной части массива и также имеют ярко выраженный избирательный характер, наиболее интенсивно проявляясь на участках крупных проницаемых трещин. Динамика этого процесса четко отображается в изменении параметров различных геофизических полей и, в частности, поля скоростей упругих волн (рис.4), а также в особенностях деформации дневной поверхности (рис.5) [2,5].

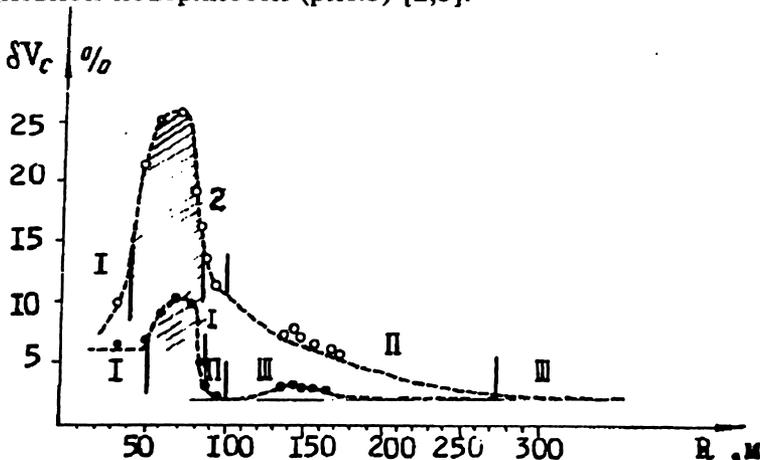


Рис. 4. Изменение скорости продольных сейсмических волн в зависимости от расстояния до дневной поверхности для первой (1) и второй (2) стадий заполнения водохранилища. I - зона умеренных вариаций; II - зона высоких вариаций; III - зона нулевых вариаций.

При колебаниях уровня водохранилища происходит изменение размеров области дополнительного обводнения массива, а следовательно и изменение фильтрационных сил. Это сопровождается усилением гидродинамических процессов. При быстрой сработке водохранилищ в массиве проявляются участки с аномальным трещинным давлением, в пределах которых могут развиваться процессы разрушения массива за счет прорастания крупных проницаемых трещин. Подобное явление, в частности, зафиксировано по резкому уменьшению скоростей упругих волн в основании плотины Ингури ГЭС при быстрой сработке Ингурского водохра-

нилища в 1986г. (рис. 6). Установлено, что характер проявления этого эффекта существенно зависит от глубины и скорости сработки водохранилища (рис. 7) и, следовательно, для обеспечения сохранности массива пород в основании высоконапорных плотин необходимо вводить определенные ограничения в режим эксплуатации объектов.

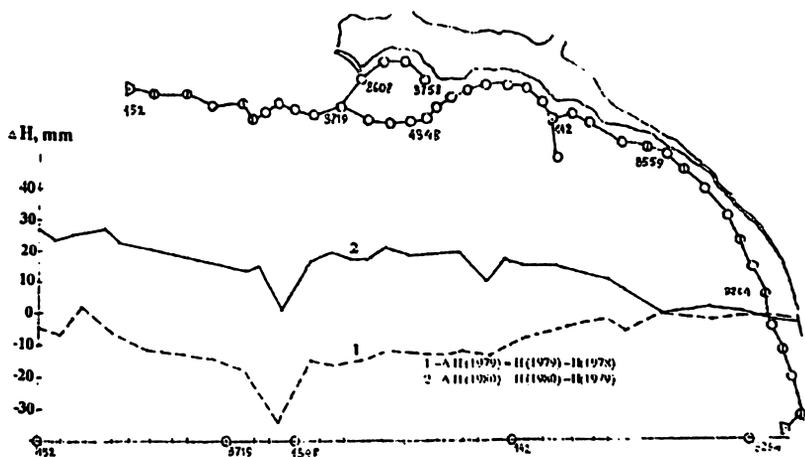


Рис. 5. Вертикальное перемещение геодезических реперов в верхнем бьефе плотины Ингури ГЭС в период заполнения водохранилища в 1978-1980

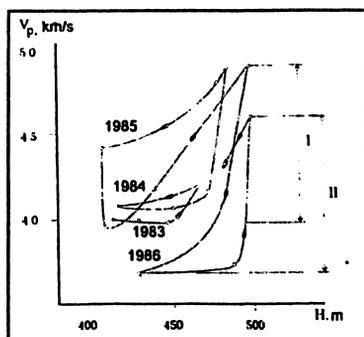


Рис. 6. Изменение скорости продольных сейсмических волн в зависимости от уровня водохранилища. Изменения при нормальном (I) и быстром (II) сбросе водохранилища.

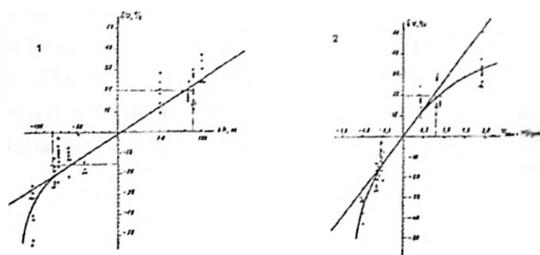


Рис. 7. Относительное изменение скорости продольных сейсмических волн в зависимости от изменения уровня водохранилища (1) и скорости заполнения и сработки водохранилища (2).

Взвешивание и разуплотнение приповерхностных частей массива и перестройка гидрогеологических условий вызывают фильтрационно-суффозионные процессы, развитие которых может привести к дополнительному ухудшению состояния пород основания сооружения. Специфика развития этого процесса хорошо контролируется по показаниям пьезометрической сети, а также различным температурным и электрометрическим наблюдениям. На рис.8 в качестве примера таких наблюдений представлены результаты выделения потенциально опасных фильтрационно-суффозионных зон в основании плотины Плявиньской ГЭС. Высокая эффективность подобных исследований подтверждена и на других крупных объектах.

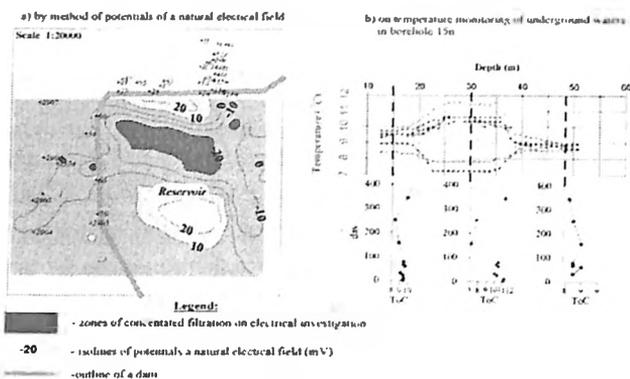


Рис. 8. Положение зоны концентрированной фильтрации в основании Плявиньской ГЭС на р. Даугаве (Литва) по данным геофизического мониторинга (температурного каротажа скважин)

Специфической особенностью деформирования дневной поверхности в районах крупных гидроузлов является ее общее прогибание на участках, значительно превосходящих размеры водохранилищ. Максимальная амплитуда подобных прогибаний достигает 200 мм. На фоне этого прогибания для большинства объектов наблюдаются локальные поднятия, обусловленные “взвешивающим” эффектом. Типичным примером подобного деформирования является деформирование зоны Ингурского водохранилища, где на фоне общего регионального прогиба отчетливо выделяется локальный подъем на участке развития водопроницаемых карбонатных пород (рис.5).

Другой особенностью проявления деформаций на участках высоких плотин является “схождение” берегов глубоких каньонов, величина которого для некоторых объектов может достигать нескольких сантиметров.

Как правило, поле деформаций в зонах крупных гидроузлов имеет существенно неоднородный характер с отчетливо выраженной зависимостью деформаций от размеров и формы соответствующих геоструктурных блоков, разделяющих их разломов и детальности выполняемых измерений. Подтверждением этого может служить рис.4, где представлены результаты разномасштабных измерений деформаций и их расчеты [2] для головной части Ингурского водохранилища.

Выводы

Приведенные примеры наглядно свидетельствуют о взаимном влиянии геосреды на гидротехническое сооружение и гидротехнического сооружения на геосреду, что предопределяет необходимость их рассмотрения при оценке безопасности эксплуатации энергообъекта в виде единой техно-природной системы.

Однако заблаговременно предсказать параметры техногенно-индуцированных процессов и связанных с ними явлений для различных техно-природных систем, расположенных в различных геологических районах, пока не представляется возможным из-за недостатка эмпирических данных геодинамических наблюдений на действующих гидростанциях.

Поэтому для обеспечения экологической безопасности высоких плотин необходимо не только детальное изучение

реальных природных и, в частности, геодинамических (сейсмических, неотектонических, инженерно-геологических и др.) условий района и участка их расположения, но и постоянный контроль за развитием и реализацией естественных и техногенно-индуцированных геологических процессов во вновь созданных техно-природных системах в процессе их эксплуатации. Полученная при этом информация позволит разработать методику прогноза развития опасных геодинамических процессов при эксплуатации сооружения и обеспечит возможность принятия проектных решений, устраняющих либо снижающих негативное воздействие опасных геодинамических процессов на стадии проектирования объекта.

ЛИТЕРАТУРА

1. **Комплексные инженерно-геофизические исследования при строительстве гидротехнических сооружений.** Ред. А.И. Савич, Б.Д. Куюнджич. М.: Недра. 1990.
2. **Влияние гидротехнических сооружений на геодинамические процессы в приповерхностных частях земной коры.** Сборник научных трудов Гидропроекта. М.: 1992. Вып. 142.
3. **Лятхер В.М., Капцан А.Д. и др.** Об изменениях геофизических полей и свойств горных пород под влиянием водохранилищ в сейсмоактивных районах. Влияние инженерной деятельности на сейсмический режим. М.: Наука. 1977.
4. **Мирзоев К.М., Негматулаев С.Х., Симпсон Д., Соболева О.В.** Возбужденная сейсмичность в районе водохранилища Нурекской ГЭС. Душанбе-Москва: Дониш. 1987.
5. **Савич А.И., Ломов И.Е.** Основные результаты комплекса натурных наблюдений в головной части водохранилища Ингури ГЭС. Сборник научных трудов Гидропроекта. М. 1983. Вып. 96.
6. **Савич А.И., Ильин М.М., Якубов В.А., Юдина И.В.** Геофизические критерии безопасной эксплуатации основания арочной плотины Ингури ГЭС. Сборник научных трудов Гидропроекта. М. 1990. Вып. 143.

ТЕХНОЛОГИЯ БЕТОНИРОВАНИЯ ЛИТЫМ БЕТОНОМ КАМЕР РАБОЧИХ КОЛЕС ПРИ ЗАМЕНЕ ТУРБИН НА ВОЛЖСКИХ ГЭС

*Байков А.И., инженер (СГЭМ), Затворницкая Т.А.
Шаркунов С.В., кандидаты техн. наук, (АО НИИЭС),
Соловьев В.В., инженер (Волжская ГЭС, г. Волгоград)*

При замене агрегатов Волжских ГЭС существенным вопросом стало бетонирование спиральных камер в стесненных условиях производства работ и в зонах, практически недоступных для вибрирования, с обеспечением высокой плотности бетона и сцепления его со старым бетоном и металлом.

Одной из причин дефектов на контакте бетон- металл камер агрегатов ГЭС, построенных более 20 лет назад, является, в частности, некачественная проработка бетона в труднодоступных насыщенных закладными деталями и проходками зонах затрубного пространства.

В процессе твердения и экзотермии происходит усадка, нарушающая контакт омоноличивающего бетона с металлом, что в условиях динамических воздействий потока воды также влечет за собой разрушение спиральных камер.

Третьей причиной недостаточной долговечности камер является неоптимальная технология обетонирования.

Анализ аварии на ГЭС Собрадиньо в Бразилии показал, что причиной образования трещин в металле, а затем и разрушения лопаток статора турбины было деформирование камеры рабочего колеса при неравномерном его обетонировании.

При омоноличивании сборных элементов, возведении и ремонте тонкостенных, труднодоступных густоармированных конструкций сложной конфигурации, где затруднена, а в ряде случаев исключена качественная укладка бетона с вибрированием, эффективной следует признать гравитационную технологию бетонирования - самоуплотняющимся (литым) бетоном без вибрирования.

Применение литого бетона позволяет сократить размеры конструкций, повысив при необходимости степень армирования, механизировать и повысить темпы производства работ, сократить трудо- и энергозатраты (в частности, за счет отказа от вибрирования и дополнительной цементации) и гарантирует высокое качество бетонирования труднодоступных элементов сооружений. К таким кон-

струкциям относятся: туннельные облицовки и затрубные пространства водоводов, межблочные швы, штрабы, пазы затворов, спиральные камеры турбин и другие зоны омоноличивания, сваи и стенки в грунте, железобетонные элементы сложной конфигурации, ремонтируемые каверны и др. К бетону этих сооружений предъявляются требования, соответствующие условиям их эксплуатации.

Литые гидротехнические бетоны представляют собой бетоны, отвечающие требованиям соответствующих ГОСТов и получаемые на основе высокоподвижных бетонных смесей с осадкой нормального конуса 20-26см (с распылом его 40-50см), укладываемых без вибрирования и не расслаивающихся при транспортировании и укладке. Они характеризуются наличием водоудерживающей и пластифицирующей добавок, обеспечивающих седиментационную устойчивость смеси, а также плотную тонкопористую структуру затвердевшего бетона.

Гидротехнические литые бетоны в нашей стране разработаны в АО НИИЭС (бывшем НИСе Гидропроекта) [1] и впервые внедрены в зонах омоноличивания спиральных камер и других конструкциях Саратовской ГЭС.

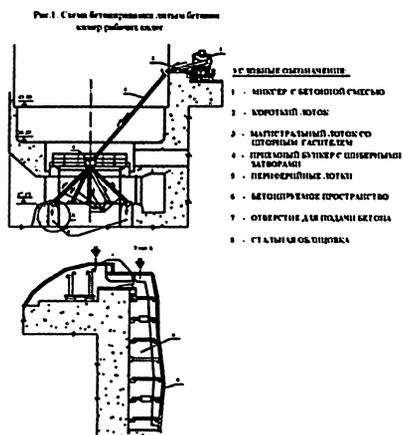
В дальнейшем составы и технология были усовершенствованы, расширена область исследования и внедрения литых бетонов [2,3,5].

В 90-х годах в связи с заменой агрегатов Волжских ГЭС в АО НИИЭС были проведены исследования и разработаны составы и гравитационная технология обетонирования камер турбин.

8 ноября 1991г. состоялось обетонирование камеры четырнадцатого агрегата Волжской ГЭС. Производство работ, приготовление, транспортирование и подача бетонной смеси в блок осуществлялась Балаковским СГЭМ по схеме, разработанной ПСО «Гидромонтаж» г.Тольяти. Разборка старого бетона осуществлялась с помощью взрывогазогенератора конструкции «ЦНИИПодземмаш».

На рис.1 дана схема бетонирования, в основу которой положено непрерывное заполнение бетонной смесью спиральной камеры без разрезки на блоки во избежание ее деформаций. Подача смеси осуществлялась через магистральный крутонаклонный лоток 3 в приемный бункер 4, откуда «пауком» направлялась по пяти лоткам 5 через воронки свободным сбросом в пять отверстий в потолочной части блока. Приемный бункер был снабжен шиберами затворами перед выходом в каждый периферийный лоток. В конце магистрального лотка был установлен штормный металлический

гаситель во избежание выплескивания смеси.



Бетонная смесь транспортировалась миксерами 1 объемом по 4 м^3 (5 замесов по $0,8\text{ м}^3$). Бетоновоз заезжал на эстакаду, и через окно в здании ГЭС нижнего бьефа по слабонаклонному короткому лотку 2 смесь поступала небольшими дозами в крутонаклонный лоток 3 и далее в «паук» одновременно во все стороны. На каждом переделе у шибера и воронки стоял рабочий, регулирующий подачу смеси во избежание переполнения и выплескивания. Бетонная смесь текла равномерными порциями по дну лотков. Скорость движения по крутонаклонному 15-метровому лотку под углом наклона более 45° к горизонту составляла $\approx 2\text{ м/сек}$. В процессе работы перебоев и запывовок не было. При переполнении воронки смесь проштыковывалась шуровкой.

Время ездки миксера составляло 50-70 мин. (более 1 часа). Продолжительность выгрузки бетонной смеси 5 минут. В полость уложено 15 миксеров бетона по 4 м^3 (общий объем бетона $4 \times 15 = 60\text{ м}^3$) за 3,5 часа.

Оптимальный состав литого бетона был предварительно подобран в лаборатории АО НИИЭС на местных материалах и откорректирован на бетонном заводе с учетом значительной дальности возки (более 1 часа).

Во избежание усадки и для обеспечения плотного контакта свежеложенного бетона с металлом и старым бетоном

в состав бетонной смеси у места укладки в миксер вводилась расширяющая добавка. Водоудерживающая добавка (бетонированная глина) и пластификатор-замедлитель (ЛСТ, С-3) вводились на бетонном заводе.

Следует заметить, что из условий производства работ (замедляющая добавка и низкая температура окружающей среды) подобранный состав бетона давал замедленный рост прочности и проектная марка 300, W8 была обеспечена лишь на 120-е сутки, что совпало со временем монтажа и пуска агрегата.

Применительно к условиям Волжской ГЭС им. В.И. Ленина была разработана другая технология бетонирования литым бетоном камеры рабочего колеса и верхней части отсасывающей трубы.

В связи с невозможностью осуществления схемы «паук» и подачи бетонной смеси через какое-либо окно по предложению Гидропроекта была принята двухступенчатая схема с перегрузкой готовой бетонной смеси из автосмесителя в бадью и крановой подачей ее порционно в отсасывающую трубу, а затем в отверстия в спиральной камере 7.

В результате опытных затворений на местных материалах были подобраны составы бетона марки 300, W8 (класс В 25, W8), характеризующиеся высокой подвижностью и нерасслаиваемостью. Для приготовления литого бетона были использованы портландцемент марки 400-500 Серебряковского завода, щебень Жирновского карьера и песок р. Волга, водоудерживающая добавки (бентонитовая глина), пластифицирующая и расширяющая добавки (ЛСТ и ПАП).

В дальнейшем при разработке предложений по замене агрегатов Павловской, Угличской и других ГЭС используются наши разработки уже без привлечения института.

Следует однако учесть, что к настоящему времени АО НИИЭС получены и внедрены более эффективные литые бетоны нового поколения. Это - высокопрочные бетоны, обеспечивающие набор проектной прочности 250-300 кгс/см² уже на третьи-четвертые сутки, отсутствие усадки и гарантию сцепления с металлом и бетоном без добавки алюминиевой пудры ПАП.

Нерасслаиваемость, связность и пластичность наряду с высокой ранней прочностью и маркой по прочности 700-800 в 28-суточном возрасте обеспечивается за счет введения не-

дефицитной комплексной отечественной добавки, позволяющей, кроме того, укладывать такую смесь под воду без размыва.

ЛИТЕРАТУРА:

1. Микулович Б.Ф., Коняева С.А., Миронов М.И., Шаркунов С.В. Бетонная смесь. Авторское свидетельство 268224 (СССР). 1970.
2. Затворницкая Т.А., Бехтина Г.К., Осипов А.Д., Шаркунов С.В. Бетонная смесь. Авторское свидетельство 950965 (СССР). 1982.
3. Затворницкая Т.А., Коняева С.А., Микулович Б.Ф. Литые бетоны в гидроэнергетическом строительстве. М.: Энергия. 1974.
4. Временная инструкция по применению литых бетонов в энергетическом строительстве. ВСН - 27-81* М.: Минэнерго СССР.
5. Затворницкая Т.А. Создание тонкостенных конструкций гидротехнических сооружений с применением самоуплотняющихся бетонных смесей. Диссертация на соискание ученой степени кандидата техн. наук. М. 1986.

РЕЗУЛЬТАТЫ ОБСЛЕДОВАНИЙ БЕТОННЫХ СООРУЖЕНИЙ ГЭС И ТЭС ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ИХ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ СПОСОБНОСТИ

Седых Ю.Р., кандидат техн. наук (АО НИИЭС)

В соответствии со СНиП 2.06.01-86 и СНиП 2.06.06-85 в бетонных и железобетонных гидротехнических сооружениях в строительной и эксплуатационной периоды ведутся контрольные и специальные натурные наблюдения и исследования. Цель, задачи и объемы этих исследований в каждом конкретном случае должны предусматриваться проектом. Состав, объемы и средства для контрольных наблюдений за состоянием бетона сооружений в строительный и эксплуатационный период (в первые 10 лет) достаточно полно, хотя и требуют уже корректировки, определены в Указаниях ВСН 01-74 (Минэнерго СССР). Что же касается проведения специальных исследований, особенно на гидротехнических сооружениях после 10 лет эксплуатации, то они обосновываются порой трудновыполняемыми в условиях эксплуатации ГЭС программами, особенно при решении вопросов по реконструкции и техническому перевооружению существующих ГЭС.

Отечественный и зарубежный опыт показывает, что для решения задач по оценке реального состояния бетонных элемен-

в состав бетонной смеси у места укладки в миксер вводилась расширяющая добавка. Водоудерживающая добавка (бетонированная глина) и пластификатор-замедлитель (ЛСТ, С-3) вводились на бетонном заводе.

Следует заметить, что из условий производства работ (замедляющая добавка и низкая температура окружающей среды) подобранный состав бетона давал замедленный рост прочности и проектная марка 300, W8 была обеспечена лишь на 120-е сутки, что совпало со временем монтажа и пуска агрегата.

Применительно к условиям Волжской ГЭС им. В.И. Ленина была разработана другая технология бетонирования литым бетоном камеры рабочего колеса и верхней части отсасывающей трубы.

В связи с невозможностью осуществления схемы «паук» и подачи бетонной смеси через какое-либо окно по предложению Гидропроекта была принята двухступенчатая схема с перегрузкой готовой бетонной смеси из автосмесителя в бадью и крановой подачей ее порционно в отсасывающую трубу, а затем в отверстия в спиральной камере 7.

В результате опытных затворений на местных материалах были подобраны составы бетона марки 300, W8 (класс В 25, W8), характеризующиеся высокой подвижностью и нерасслаиваемостью. Для приготовления литого бетона были использованы портландцемент марки 400-500 Серебряковского завода, щебень Жирновского карьера и песок р. Волга, водоудерживающая добавки (бентонитовая глина), пластифицирующая и расширяющая добавки (ЛСТ и ПАП).

В дальнейшем при разработке предложений по замене агрегатов Павловской, Угличской и других ГЭС используются наши разработки уже без привлечения института.

Следует однако учесть, что к настоящему времени АО НИИЭС получены и внедрены более эффективные литые бетоны нового поколения. Это - высокопрочные бетоны, обеспечивающие набор проектной прочности 250-300 кгс/см² уже на третьи-четвертые сутки, отсутствие усадки и гарантию сцепления с металлом и бетоном без добавки алюминиевой пудры ПАП.

Нерасслаиваемость, связность и пластичность наряду с высокой ранней прочностью и маркой по прочности 700-800 в 28-суточном возрасте обеспечивается за счет введения не-

дефицитной комплексной отечественной добавки, позволяющей, кроме того, укладывать такую смесь под воду без размыва.

ЛИТЕРАТУРА:

1. Микулович Б.Ф., Коняева С.А., Миронов М.И., Шаркунов С.В. Бетонная смесь. Авторское свидетельство 268224 (СССР). 1970.
2. Затворницкая Т.А., Бехтина Г.К., Осипов А.Д., Шаркунов С.В. Бетонная смесь. Авторское свидетельство 950965 (СССР). 1982.
3. Затворницкая Т.А., Коняева С.А., Микулович Б.Ф. Литые бетоны в гидроэнергетическом строительстве. М.: Энергия. 1974.
4. Временная инструкция по применению литых бетонов в энергетическом строительстве. ВСН - 27-81* М.: Минэнерго СССР.
5. Затворницкая Т.А. Создание тонкостенных конструкций гидротехнических сооружений с применением самоуплотняющихся бетонных смесей. Диссертация на соискание ученой степени кандидата техн. наук. М. 1986.

РЕЗУЛЬТАТЫ ОБСЛЕДОВАНИЙ БЕТОННЫХ СООРУЖЕНИЙ ГЭС И ТЭС ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ИХ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ СПОСОБНОСТИ

Седых Ю.Р., кандидат техн. наук (АО НИИЭС)

В соответствии со СНиП 2.06.01-86 и СНиП 2.06.06-85 в бетонных и железобетонных гидротехнических сооружениях в строительной и эксплуатационной периоды ведутся контрольные и специальные натурные наблюдения и исследования. Цель, задачи и объемы этих исследований в каждом конкретном случае должны предусматриваться проектом. Состав, объемы и средства для контрольных наблюдений за состоянием бетона сооружений в строительный и эксплуатационный период (в первые 10 лет) достаточно полно, хотя и требуют уже корректировки, определены в Указаниях ВСН 01-74 (Минэнерго СССР). Что же касается проведения специальных исследований, особенно на гидротехнических сооружениях после 10 лет эксплуатации, то они обосновываются порой трудновыполняемыми в условиях эксплуатации ГЭС программами, особенно при решении вопросов по реконструкции и техническому перевооружению существующих ГЭС.

Отечественный и зарубежный опыт показывает, что для решения задач по оценке реального состояния бетонных элемен-

тов конструкций гидротехнических сооружений наиболее пригодными оказываются такие методы натуральных исследований, как выбуривание кернов и их испытания в лаборатории (по ГОСТ 10180-78), акустические методы, т.е. прозвучивание элементов конструкций, продольное профилирование и ультразвуковые наблюдения на кернах по ГОСТ 17624-87), испытания бетона механическими методами неразрушающего контроля (эталонным молотком Кашкарова, прибором ГПНВ-5, склерометрами КМ, ОМП-1 и др. по ГОСТ 22690-88), химические анализы продуктов коррозии бетона (высолов) и фильтрационных вод, фотографирование разрушенных участков бетонной поверхности и др. С помощью акустических (звукового и ультразвукового) методов можно определять и контролировать прочность бетона на сжатие и растяжение, модуль упругости, коэффициент Пуассона, удельную деформацию ползучести, предельную растяжимость (относительную предельную деформацию) и морозостойкость бетона. Многие дефекты бетона такие, как каверны, микро- и макротрещины, расслоения, инородные включения, недостаточное сцепление цементного камня с заполнителем и арматурой, разрушение бетона от воздействия мороза и солнечной радиации, намокания и высушивания и другие нарушения сплошности бетона, могут быть обнаружены и исследованы с помощью методов ультразвуковой дефектоскопии. Обследование состояния бетона с использованием вышеперечисленных методов испытаний в 1983-1996 гг. производилось НИИЭС в эксплуатируемых гидротехнических сооружениях Братской, Токтогульской, Курпсайской, Цимлянской, Кегумской, Плявиньской, Чарвакской, Волжской (г. Волгоград) Воткинской и других ГЭС. Данные натуральных исследований бетона на Братской, Токтогульской и Курпсайской ГЭС опубликованы [1], поэтому ниже описываются результаты обследований состояния бетона сооружений Цимлянской, Кегумской, Плявиньской, Чарвакской, Волжской (г. Волгоград), Воткинской ГЭС и подпитывающего туннеля Азербайджанской ГРЭС, которые были систематизированы в соответствии с предъявленными требованиями к бетону по

Таблица 1
Результаты испытаний бетонных кернов из различных зон элементов гидросооружений обследованных ГЭС

| № зоны бетона гидросооруж. | Элемент (часть) Гидросооружения | Проектная марка бетона | Проектная средняя прочность бетона, МПа | Количество кернов | Значение механических характеристик бетона | | | Прочность на сжатие, МПа |
|---|------------------------------------|------------------------|---|-------------------|--|----------------------------|--------------------------|--------------------------|
| | | | | | Объемная масса г/см ³ | Водопоглощение, % по массе | Скорость ультразвука м/с | |
| I | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| 1. Кегумская ГЭС-1 (после 50 лет эксплуатации) | | | | | | | | |
| I | Бычки плотины | B15 | 20,0 | 32 | 2,29-2,42 | 4,6-7,4 | 4880-5280 | 46,4-62,2 |
| 2. Цимлянская ГЭС (после 35 лет эксплуатации) | | | | | | | | |
| I | Бычки плотины | B20, W4, F100 | 26,7 | 14 | 2,23-2,33 | 6,5-7,7 | 3450-4600 | 35,1-53,5 |
| I | Подкрановые балки здания ГЭС | B12,5 | 16,7 | 15 | 2,31-2,40 | 5,0-7,2 | 4370-4890 | 34,0-47,6 |
| II | Водосливные пролеты плотины | B22,5; W4, F150 | 30,0 | 10 | 2,29-2,44 | 1,7-5,7 | 4560-5010 | 34,7-46,8 |
| III | Водосливные пролеты плотины | B22,5; W4 | 30,0 | 18 | 2,29-2,47 | - | 4630-5160 | 31,1-47,7 |
| IV | Внутренняя часть плотины (потерна) | B12,5; W4 | 16,7 | 10 | 2,26-2,30 | 6,7-7,8 | 4390-4830 | 35,5-40,5 |
| 3. Плявиньская ГЭС (после 25 лет эксплуатации) | | | | | | | | |
| I | Бычки здания ГЭС | B20, W8, F100 | 26,7 | 12 | 2,39-2,46 | 5,0-5,6 | 5280-5440 | 51,6-64,4 |
| II | Поверхностный водослив здания ГЭС | B22,5; W8, F100 | 30,0 | 25 | 2,37-2,45 | 4,8-6,5 | 5300-5550 | 46,8-77,7 |

| 4. Воткинская ГЭС (после 30 лет эксплуатации) 0 | | | | | | | | |
|--|--|-----------------|------|----|-----------|----------|-----------|-----------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| I | Бычки напорной и подпорных стен здания ГЭС | B20; W8 F200 | 25,7 | 27 | 2,28-2,36 | 5,7-7,3 | 4290-4760 | 43,9-53,5 |
| 4. Волжская ГЭС (г. Волгоград) после 30 лет эксплуатации | | | | | | | | |
| I | Потеря гидрозлектростанции, потеря водосливной плотины | B15; W4 F100 | 19,2 | 34 | 2,2-2,42 | 2,2-4,8 | 3860-4980 | 25,7-60,7 |
| II | Подкрановые балки шитового отделения В.Б., напорная стена машзала, водосливная грань плотины, перекрытие в плотине | B20; W4 F200 | 25,7 | 11 | 2,22-2,42 | 2,5-5,4 | 3600-5090 | 25,3-55,6 |
| III | Колонны подстанции постоянного тока, колонны машзала | B20 | 25,7 | 31 | 2,23-2,37 | н/о | 3590-4590 | 25,9-45,5 |
| 4. Чарвакская ГЭС (после 10 лет эксплуатации) | | | | | | | | |
| I | Бетонная облицовка шахты КВС | B30; W8 F100 | 38,5 | 55 | 2,10-2,39 | 6,9-10,3 | 4360-5080 | 18,4-65,2 |

Таблица 2.

Результаты испытаний бетонных кернов, выбуренных из конструкций тепловых электростанций

| № зоны бетона гидросооружений | Элемент (часть) сооружения | Проектная марка бетона | Проектная средняя прочность бетона, МПа | Количество кернов | Значение механических характеристик бетона | | | | |
|---|-----------------------------------|------------------------|---|-------------------|--|----------------------------|---------------------------|--------------------------|--|
| | | | | | Объемная масса г/см ³ | Водопоглощение, % по массе | Скорость ультразвука, м/с | Прочность на сжатие, МПа | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | |
| Азербайджанская ГРЭС (10 лет сооружения не эксплуатировалось) | | | | | | | | | |
| I | Бетонная облицовка туннеля | B25; W10 | | 26 | 2,14-2,34 | 8,4-13,2 | 3600-4720 | 13,4-42,6 | |
| ТЭЦ-1 (35 лет эксплуатации) | | | | | | | | | |
| I | Колонны и перекрытия | B15 | | 10 | 2,2-2,31 | 5,6-6,0 | 3550-3866 | 30,8-49,1* 32,1-41,0 | |
| ТЭЦ-4 (35 лет эксплуатации) | | | | | | | | | |
| I | Перекрытия диафрагменной этажерки | B15 | | 14 | 2,24-2,35 | 4,9-6,2 | 3600-3920 | 24,2-49,1 | |

*Примечание: над чертой - прочность колонн; под чертой - прочность перекрытий

На Цимлянской ГЭС для определения реального состояния бетонных сооружений после 35 лет эксплуатации были проведены инструментальные исследования бетона внутренних зон, водосливных пролетов и бычков плотины, напорной стены машзала, бычков и подкрановых балок здания ГЭС, а также рыбопропускных сооружений ГЭС. Из различных зон элементов сооружений ГЭС выбурено и испытано 67 кернов диаметром 114-116мм, некоторые результаты исследований образцов-кернов приведены в табл. 1. Ультразвуком и эталонным молотком Кашкарова выполнено обследование 325 контролируемых участков (по ГОСТ 18105-86) на бетонных сооружениях ГЭС. На рисунке в качестве примера показаны результаты испытания бетона ультразвуковым методом балки-опоры ЛЭП на рыбоходе ЦГЭС. Распределение зон бетона, характеризующихся разными скоростями распространения ультразвука, получено методом акустической томографии.

Проведенными исследованиями установлено, что бетон сооружений Цимлянской ГЭС находится в удовлетворительном состоянии [2]. Испытания бетона ультразвуковым методом, эталонным молотком Кашкарова и выбуренных кернов на прессе показали, что прочность на сжатие бетона в обследованных конструктивных элементах сооружений ГЭС в 1,25-2,5раза больше нормативных значений для проектных марок. Вместе с этим на некоторых участках сооружений имеются местные локальные разрушения бетона, в основном плит-оболочек бычков плотины и бычков нижнего бьефа здания ГЭС в зоне переменного уровня воды (II зона по СНиП 2.06.06-85). Зональные разрушения бетона обнаружены на поверхности водосливов плотины. Диагностика и выделение зон ослабленного бетона на водосливах плотины выполнялись ультразвуковым корреляционным методом преломленных волн (КМПВ), основанным на определении разницы времени распространения упругих колебаний в зависимости от мощности ослабленной поверхностной зоны и наличия подстилающего более высокоскоростного слоя бетона. Исследованиями установлено, что в отдельных местах глубина полностью разрушенного бетона достигает 200-250мм от поверхности водосливов.

На Кегумской ГЭС-1 для определения и оценки реального состояния бетонных сооружений ГЭС-1 после 50 лет эксплуатации были проведены инструментальные исследования бетона внутренних зон, водосливных пролетов, бычков и разделительных стенок плотины, внутренних стенок плотины внутренних

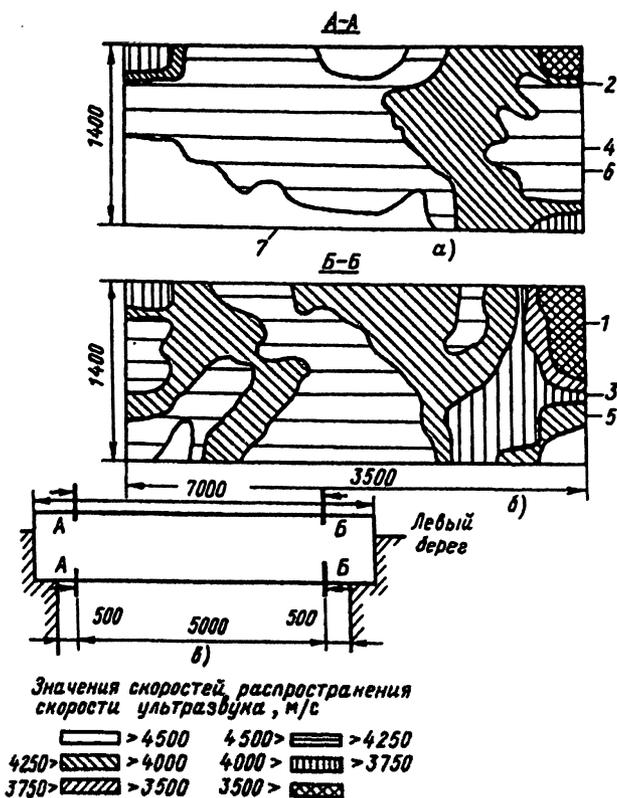
зон бычков, перекрытий, отсасывающих труб здания, а также конструкций рыбопропускного сооружения ГЭС-1. При выполнении этих работ широко использовались неразрушающие методы испытаний (ультразвуковой и склерометрический) бетона непосредственно в конструкциях гидроузла. На бетонных поверхностях ГЭС-1 обследовано 175 контролируемых участков. Для получения градуировочных зависимостей "скорость-прочность" (по ГОСТ 17624-87) и отношение отпечатков на бетоне и эталоне - прочность" (по ГОСТ 22690-88) из внутренних частей бычков плотины были выбурены и испытаны 32 керна диаметром 108-112мм.

Обследование состояния бетона внутренних зон водосливных пролетов и бычков плотины дает основание оценить его сохранность как удовлетворительную. Следов морозных или иных очагов разрушений практически не обнаружено. Натурные испытания бетона ультразвуковым методом, эталонным молотком Кашкарова и выбуренных кернов на прессе показали, что прочность на сжатие бетона в обследованных конструктивных элементах сооружений ГЭС-1 в 2,33 раза больше нормативных значений для проектных марок.

Исследования бетона плотины эталонным молотком Кашкарова показали его удовлетворительную прочность на участках с сохранившимся защитным слоем. На участках с обнаженным крупным заполнителем (II зона по СНиП 2.06.06-85) бетон разбирается вручную на глубину 100-150 мм. Скорость распространения ультразвука на таких участках не превышает 2000-2500 м/с, а прочность бетона составляет 1015 МПа, что в 2-3 раза ниже значений прочности, полученных при испытании кернов бетона из внутренних частей бычков плотины. Значительные разрушения бетона и повреждения арматуры имеются на разделительных стенках водобойного колодца в нижнем бьефе плотины (II зона по СНиП 2.06.06-85).

Проведенные обследования внутренних зон отсасывающих труб гидроагрегатов и бычков здания Кегумской ГЭС-1 показали удовлетворительную сохранность бетона. Вместе с тем следует отметить, что по данным ультразвуковых исследований в верхней части бычков и перекрытий отсасывающих труб между ними имеется слой деструктивного бетона толщиной до 150мм со значениями скоростей распространения ультразвука 2000-2950м/с. На горизонтальных ребрах практически всех бычков и на разделительных стенках водобойного колодца в нижнем бьефе здания ГЭС-1 бетон разрушен до арматуры. На верти-

кальных наружных поверхностях стен машзала, административного корпуса и других элементах конструкций ГЭС-1 обнаружены характерные выколы бетона от неморозостойких зерен крупного заполнителя, а также высолы из бетона, не влияющие на несущую способность этих конструкций.



Зоны распределения скоростей распространения ультразвука в бетоне балки-опоры ЛЭП на рыбоходе Цимлянкой ГЭС: а -- по поперечному сечению I--I балки; б -- по поперечному сечению II--II балки; в -- схема расположения сечений на балке-опоре ЛЭП

Натурные исследования состояния водопропускного сооружения (рыбохода) Кегумской ГЭС-1 неразрушающими методами показали, что в колоннах-опорах и лотке имеются значительные участки деструктивного бетона, характеризующиеся значениями скоростей распространения ультразвука 2000-2500 м/с и прочности на сжатие не больше 10 МПа. Колонны-опоры рыбохода в зоне переменного уровня воды нижнего

бьефа (II зона по СНиП 2.06.06-85) находятся в критическом состоянии. Сечение бетона полок лотка уменьшилось на 2530 %, происходит активное ржавление арматуры.

На Плявиньской ГЭС натурные инструментальные исследования бетона после 25 лет эксплуатации выполнены на поверхностном водосливе, в бычках и спиральных камерах гидроагрегатов здания ГЭС. При обследовании состояния бетона в вышеперечисленных конструктивных элементах ГЭС применялись ультразвуковой и склерометрический методы испытаний, исследовано 165 контролируемых участков. Для интерполяции данных неразрушающих испытаний бетона из поверхностного водослива и бычка здания ГЭС были выбурены и испытаны 37 кернов диаметром 108-112мм. Некоторые результаты исследований образцов-кернов бетона приведены в табл. 1; эти данные использовались как для оценки состояния бетона в конструкциях ГЭС, так и для установления градуировочных зависимостей по ГОСТ 17624-87 и ГОСТ 22690-88.

Натурные обследования бетона поверхностного водослива и бычков здания ГЭС дают основание оценить его сохранность как удовлетворительную, а бетон внутренней зоны (потерны) находится в хорошем состоянии. Испытания бетона ультразвуковым методом, эталонным молотком Кашкарова и выбуренных кернов на прессе показали, что прочность на сжатие бетона в 1,5-2,6 раза больше нормативных значений для проектных марок.

Бетонная поверхность водослива здания ГЭС в целом находится в удовлетворительном состоянии. Небольшие по своим размерам разрушения поверхности бетона ("шелушение") имеют глубину 10-30мм и не представляют опасности для его эксплуатации. Обнаруженные незначительные локальные выколы и разрушения бетона бычков в зоне переменного уровня воды также не представляют опасности для их эксплуатации, однако в целях предотвращения дальнейших разрушений бетона и коррозии арматуры необходимо произвести заделку имеющихся очагов разрушений цементно-песчаным раствором. При обследовании сопрягающихся стенок в нижнем бьефе обнаружены лишь отдельные каверны глубиной до 100мм с частичным обнажением арматуры, эти места подлежат ремонту.

Натурные обследования бетона спиральных камер и отсасывающих труб двух гидроагрегатов показали хорошую его сохранность. Вместе с этими испытаниями эталонным молотком Кашкарова установлено снижение прочности бетона

в поверхностном слое стен проточного тракта до 10,0-13,0МПа на глубину до 20мм.

Обследование Воткинской ГЭС было проведено после 30 лет эксплуатации. В соответствии с техническим заданием изучалось состояние бетона бычков, напорной и подпорных стен здания ГЭС, для чего были выбурены 22 керны диаметром 115-117мм. В результате испытаний были получены градуировочные зависимости "прочность-скорость распространения ультразвука", "прочность-отношение величин отпечатков на бетоне и эталоне", снижение скорости ультразвука и прочности после стандартных циклов "замораживание и оттаивание"

Исследованиями установлено, что среднее значение прочности составляет 49,7МПа, что превышает марочную прочность в 2,0-2,1 раза, при этом средняя скорость прохождения ультразвука составила 4570м/с.

Натурные обследования вышеуказанных конструктивов показали, что глубина деструкции бетона составляет 10-20см, скорость ультразвука колеблется в пределах 2800-3920м/с; прочность бетона молотком Кашкарова определить не удалось в связи с тем, что поверхность бетона разрушена с оголением крупного заполнителя. Исходя из результатов, полученных при испытании на морозостойкость, прочность бетона со скоростью прохождения ультразвука 2800.-3920м/с составляет 14,5-15,0МПа, что значительно меньше марочной.

На Волжской ГЭС (г. Волгоград) в соответствии с программой работ были обследованы:

потерна гидроэлектростанции на отм.-18,00м;

потерна водосливной плотины на отм.-0,55м;

подкрановые балки щитового отделения верхнего бьефа на отм.-35,00м;

колонны подстанции постоянного тока на отм. 7,00м;

напорная стена машзала на отм. 19,60м;

колонны машзала на отм. 19,60м;

водосливная грань плотины на отм. 21,00м;

перекрытие в плотине на отм. 13,00м.

Из этих конструкций было выбурено 76 кернов диаметром 115-120мм, после испытания которых получены физико-механические характеристики бетона: прочность на сжатие, объемная масса, скорость распространения ультразвука, водопоглощение. На обрезках от кернов определялась прочность бетона на сжатие с помощью эталонного молотка Кашкарова. В результате испытаний были построены соответствующие та-

рировочные кривые, с помощью которых были исследованы намеченные конструктивы.

Натурные обследования неразрушающими методами показали, что бетон здания и плотины ГЭС соответствует проектным требованиям нормативных документов к бетонам В15W4F100, В20W4F200, В20. Исключение составляет бетон поверхностного слоя толщиной 200-250мм водосливной грани плотины, который в течение 30 лет эксплуатации подвергался комплексу натуральных воздействий: замораживанию и оттаиванию, влаги и солнечной радиации. Снижение прочности на сжатие бетона водосливной плотины по сравнению с прочностью на сжатие бетона той же марки в перекрытии плотины (внутренняя зона) составила в среднем 22%, что больше допустимого значения по ГОСТ 4800-59, 10060-76, равного 15%.

На Чарвакской ГЭС для определения реальных прочностных характеристик бетона катастрофического водосброса (КВС) были выполнены исследования 55 образцов-кернов диаметром 115-117мм, выбуренных из четырех ярусов облицовки ствола шахты КВС. Натурные испытания бетона ультразвуковым методом и с помощью эталонного молотка Кашкарова производились на 100 участках в 31 ярусе облицовки. Данные исследований образцов-кернов, кусков (обрезков) кернов (по методике ГОСТ 22690-88) и бетона облицовки ствола были обработаны статистическим методом и приведены в табл.2.

Из приведенных в таблице данных видно, что определенные различными методами значения физико-механических параметров бетона облицовки ствола шахты КВС близки между собой. Результаты лабораторных и натуральных инструментальных исследований свидетельствуют, во-первых, о низких значениях физико-механических характеристик бетона облицовки ствола шахты КВС по сравнению с проектными значениями для бетона класса В30, а во-вторых, о большой неоднородности бетона, причем какой-либо закономерности в изменении его свойств не обнаружено. Средние значения прочности бетона кернов существенно ниже марочной, несмотря на то что сооружение построено более 10 лет назад и практически не эксплуатировалось, а условия содержания бетона, т.е. температурно-влажностный режим облицовки, удовлетворительные (отсутствие мороза, резких температурных перепадов). Натурные наблюдения в целом подтвердили результаты лабораторных исследований. Полученные близкие значения прочности при испытании бетона эталонным молотком Кашкарова в натуре и лаборатории и ана-

логичные результаты ультразвуковых исследований указывают на то, что его гарантированный класс по прочности на сжатие составляет В22,5, против проектных требований по классу В30 в 90 суточном возрасте.

Аналогичная ситуация обнаружена на Газалкентской ГЭС, где при визуальном осмотре обнаружен бетон с низкими физико-механическими характеристиками и с разрушенным защитным слоем. Бетон этой ГЭС следует подвергнуть комплексному инструментальному обследованию с целью определения реальных физико-механических свойств бетона сооружений, находящегося в сейсмической зоне.

В результате обследований ТЭЦ 20, 25, и 26 установлено, что наибольшему разрушению подверглась колоннада, поддерживающая градирни. Бетонная оболочка корродирует не столь интенсивно.

Следует отметить, что от формы колонн зависит и ее степень *разрушения*. Так на ТЭЦ-25 часть колоннады изготовлена в виде призм квадратного сечения и цилиндров. Колонны квадратного сечения подверглись *разрушению*, а цилиндрического - практически нет.

Мазутные баки ТЭЦ-25 изготовлены из сборных железобетонных панелей. швы между которыми забетонированы, а внутренняя поверхность торкретирована. В результате эксплуатации торкрет отслоился, треснул, и мазут сквозь трещины и межканальные швы проникает наружу, в обваловку.

Исследования свойств бетонной облицовки подпитывающего туннеля Азербайджанской ГРЭС было выполнено на 26 образцах-кервах диаметром 92-96мм. Кроме образцов кернов свойства бетона определялись на обрезках от них. Натурное инструментальное обследование туннеля не проводилось. Следует отметить, что туннель ни разу не был в рабочем состоянии, т.е. не эксплуатировался.

Полученные данные свидетельствуют о том, что бетон туннеля также не соответствует проектной марке бетона В25, несмотря на десятилетний возраст бетона и высокую влажность в туннеле.

Средняя прочность, определенная при испытании кернов на прессе и обрезках от них с помощью молотка Кашкарова, составила 25,8-26,5МПа, что соответствует классу бетона В20. Низкое значение коэффициента вариации прочности 27,7% свидетельствует о значительной неоднородности бетона облицовки. Визуальный осмотр туннеля показал, что на верхней части туннеля отмечается наличие воды в виде запотеваний и

капель, в результате чего образуются сталактиты (высолы). Химический анализ высолов показал, что в них кроме основных составляющих цементного камня отмечается наличие 12,6% оксида магния, имеющегося в горных породах, что свидетельствует о фильтрации грунтовых вод через бетон.

В 1992-1993гг. по заданию "Башкирэнерго" были проведены инструментальные обследования ТЭЦ-1 и ТЭЦ-4, которые имеют срок службы около сорока лет без каких-либо серьезных ремонтов, детальных обследований и оценок состояния элементов железобетонных конструкций.

Программой работ было предусмотрено обследование с определением прочностных характеристик:

колонн и перекрытий вентиляционного отделения деаэрационной этажерки ТЭЦ-1;

перекрытий деаэрационной этажерки ТЭЦ-4.

Для решения этих задач применялись неразрушающие методы исследований, а именно:

изучение свойств бетона с помощью эталонного молотка Кашкарова;

определение однородности бетона ультразвуковым методом с помощью прибора УК-14ПМ

Изучение свойств бетона конструкций ТЭЦ-1

Обследование состояния колонн вентиляционного отделения было произведено с помощью ультразвука на четырех колоннах, молотком Кашкарова - на девятнадцати.

Результаты определений скоростей ультразвука в колоннах показали высокую однородность бетона. Скорость ультразвука изменялась от 3550м/с до 3866м/с при средней скорости 3678м/с.

Прочность на сжатие также имела высокие значения от 30,8МПа до 49,1МПа, при средней 40,0МПа; исключение составили колонны 41 и 19 с прочностью 23,6МПа и 25,8МПа соответственно.

Оценка прочностных характеристик производилась на 36 контролируемых участках перекрытий. Средняя прочность бетона перекрытий находится в пределах 32,1-41,0МПа.

Изучение свойств бетона перекрытий ТЭЦ-4.

На ТЭЦ-4 обследованию подверглись два этапа деаэрационного отделения. На первом этапе изучено 14 контролируемых участков. Средняя прочность на сжатие составила 35,9МПа, на втором - 8 участков со средней прочностью 40,2МПа.

Анализ полученных результатов показывает, что прочность бетона имеет высокие значения и обеспечивает необходимую несущую способность. В то же время визуальный осмотр перекрытий показал, что бетон имеет разрушение и значительную коррозию арматуры и требует ремонта.

Выводы

Проведенные инструментальные обследования бетонных гидротехнических сооружений Кегумской-1 и Плявиньской ГЭС после многолетней эксплуатации, от 25 до 50 лет, показывают, что бетон конструкции и элементов сооружений этих ГЭС находится в удовлетворительном состоянии. Натурные испытания ультразвуковым методом, эталонным молотком Кашкарова и выбуренных кернов на прессе показали превышение прочности на сжатие бетона в обследованных конструктивных элементах сооружений в 1,25-3,0 раза по сравнению с нормативными значениями для проектных марок. Вместе с этим на отдельных конструкциях, таких как водосливах плотин, бычках зданий и плотин, а также разделительных стенках водобойных колодцев, в нижних бьефах обследованных ГЭС, имеются локальные и зональные разрушения бетона и оголение арматуры. В этих местах необходимо провести ремонтно-восстановительные работы. Рыбопропускное сооружение (рыбоход) Кегумской ГЭС требует капитального ремонта. Вместе с тем, внутри зданий ГЭС, в потернах плотин имеются значительные протечки воды с вымыванием оксида кальция, что снижает прочность бетона.

По катастрофическому водосбросу Чарвакской ГЭС с целью его безопасной эксплуатации необходимо произвести поверочные расчеты устойчивости облицовки ствола с учетом кавитационного и гидродинамического воздействия потока при реальной прочности бетона, соответствующей классу В22,5, а также выполнить ремонтные работы по заделке каверн в бетоне и выполаживанию уступов межблочных швов облицовки ствола КВС.

Для Азербайджанского туннеля следует дополнительно сделать бетонную обделку с целью повышения его водонепроницаемости. Полученные низкие физико-механические характеристики бетона обследованных Чарвакской и Газалкентской ГЭС и Азербайджанской ГРЭС объясняются низким качеством производства работ в период строительства, а также слабым

контролем за качеством бетона соответствующими службами во время строительства.

Обследование градирен и мазутных показало, что эти конструкции требуют особого внимания и высококвалифицированного ремонта специализированными организациями. В настоящее время их ремонт ограничивается косметическим торкретированием обычным раствором, которое практически ничего не дает.

В целом, проведенные обследования позволили не только определить свойства бетона сооружений, но и определить объем ремонтных работ и технологию их восстановления.

ЛИТЕРАТУРА

1. Филонилов А. М., Люблинский В.Ю. Применение акустического метода для контроля качества бетона ГЭС и ГАЭС (Гидротехническое строительство. 1987. №3)

2. Седых Ю.Р., Даниленко С.Л. Результаты обследования водосливной плотины Цимлянской ГЭС. Рекомендации по внедрению передового производственного опыта. Сер. Гидроэлектростанции. // Гидротехническое строительство. ММ.: Информэнерго. 1989. Вып.6.

3. Бетон тяжелый. Методы определения прочности эталонным молотком Кашкарова. ГОСТ 22690-77.

РАЗРАБОТКА И ВНЕДРЕНИЕ НЕГОРЮЧЕЙ ТЕПЛОИЗОЛЯЦИИ *КОНСИЛ*

Затворницкая Т.А., Рубин О.Д.
кандидаты техн. наук

Применяемые в настоящее время в энергетическом и промышленно-гражданском строительстве, а также при эксплуатации объектов теплоизоляционные материалы для устройства кровель, теплоизоляции стен, оборудования и других конструктивных элементов имеют ряд недостатков, таких, как низкая пожаростойкость, недолговечность - снижение во времени теплоизоляционных свойств за счет слеживаемости и водонасыщения, низкая прочность, способность вызывать коррозию металла и др.

В АО НИИЭС разработан новый теплоизоляционный материал *КОНСИЛ* (патент РФ № 2103239), не имеющий отмеченных выше недостатков, который представляет собой негорю-

чий, экологически чистый, жесткий, влагостойкий, пористый материал темно-серого цвета, получаемый вспучиванием (с кратностью в десять раз) исходных компонентов, состоящих, в том числе, из отходов минерального сырья и вторичных продуктов на основе кремния.

Отверждение материала происходит в естественных условиях в течение 15-40 минут с набором 40% прочности в течение суток (рис. 1).

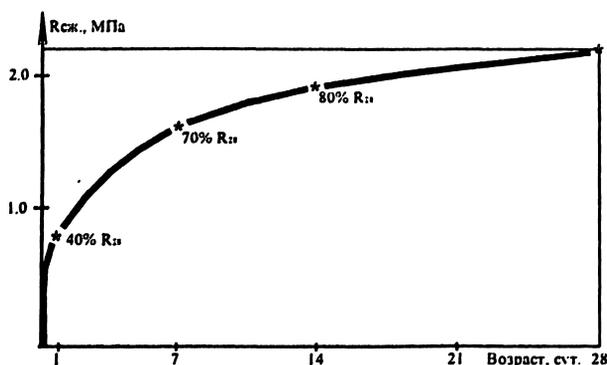


Рис.1 Рост прочности "Консила" во времени

В зависимости от состава исходных компонентов можно получить **КОНСИЛ** в широком диапазоне теплоизоляционных и прочностных свойств:

- коэффициент теплопроводности 0,05 - 0,08 Вт/м·К (рис.2);
- прочность на сжатие 0,5 - 2,0 МПа;
- прочность на растяжение 0,1 - 0,2 МПа;
- прочность на изгиб в возрасте 28 суток 0,2 - 0,8 МПа;
- объемная масса 150 -400 кг/м³;
- диапазон рабочих температур от -60 до +800°С, при добавлении заполнителя до +1000°С;
- рН жидкой фазы 10 - 11;
- водопоглощение до 20%;
- морозостойкость до 50 циклов;
- стойкость в парах серной кислоты.

По своим физико-механическим характеристикам разработанная теплоизоляция относится к теплоизоляционно-конструкционной самонесущей. Сравнение показателей основных видов легкого конструкционного бетона приведено в таблице 1.

Таблица 1

Сравнительные показатели основных видов
легкого теплоизоляционно-конструкционного бетона

| № | Показатели | Газо- или пеностекло | Газо- или пенобетон | Цемент. бетон с кирпичн. Щебнем | КОНСИЛ |
|---|--|------------------------------|--------------------------|--|------------------------------------|
| 1 | Объемная масса (плотность) кг/м ³ | 150-600 и более | 800-1200 | 1800 | 150-400 |
| 2 | Предел прочности при сжатии, МПа | 0,2-4,0 | 6,0-12,0 | 18,0 | 0,5-2,0 |
| 3 | Теплопроводность Вт/м ² К | 0,06-0,15 | 0,24-0,40 | 1,1-2,4 | 0,05-0,08 |
| 4 | Особенности технологии | Автоклавная обработка, обжиг | Прогаривание | Прогаривание или без термообработки | Самовспенивание без термообработки |
| 5 | Вид приготовления | Сборный на заводе в печах | Сборный на бетон. заводе | Сборный на бетон. Заводе или монолитный (на месте) | Сборный или монолитный (на месте) |

ГРАФИК

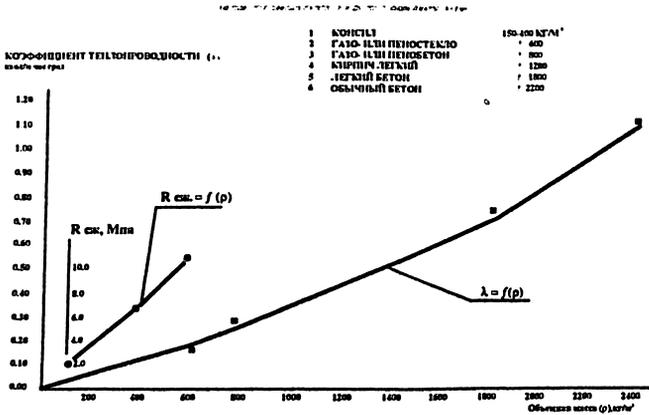


Рис.2

Для изготовления **КОНСИЛА** сухую смесь компонентов перемешивают с жидкой составляющей (на основе жидкого стек-

ла) в течение 2-3 минут до гомогенного состояния и заливают в форму для вызревания (0,2-1,5 часа), которое регулируется соотношением компонентов.

Процесс твердения проходит следующие стадии: потеря подвижности, переход золя в гель, далее происходит экзотермический процесс (до 100°С). В процессе «кипения» и вспучивания за счет испарения несвязанной воды и водорода образуется высокая пористость и пяти-десятикратное увеличение объема с быстрым отверждением и остыванием.

Исследование физико-механических, деформативных и теплофизических свойств *КОНСИЛА* проводились в лабораториях НИИЭС, огневые и экологические испытания - в специализированных организациях (ВНИИПолимер, Центр пожарной безопасности «АНТИП» Госпожнадзора, институт Гигиены им. Ф.Ф. Эрисмана).

Оптимизация состава, кратность вспучивания, физико-механические, деформативные и другие свойства *КОНСИЛА* определялись по ГОСТ 5742.

Для определения жаростойкости материала были проведены испытания по ГОСТ 20910 «Бетоны жаростойкие. Технические условия» образцов-кубов на потерю массы и усадку в процессе теплосмен. После высушивания (48 час.) образцы помещали в камерную электрическую печь, разогретую до расчетной температуры 300, 500, 800, 1000°С, где выдерживали в течение 1 часа, затем образцы вынимали из печи и охлаждали 20 минут струей воздуха комнатной температуры. Число теплосмен, вызвавших потерю более 20% первоначальной массы, принимали за термическую стойкость.

Испытания показали, что *КОНСИЛ* обеспечивает жаростойкость 800°С. Для повышения (при необходимости) жаростойкости до 1000°С в состав должен добавляться песок или крупный наполнитель.

Огневые испытания и определение группы горючести проводились по ГОСТ 30244-94. В результате испытаний было установлено, что *КОНСИЛ* является негорючим строительным материалом.

Определение теплопроводности *КОНСИЛА* производилось по принципу импульсивного прогрева и остывания с помощью теплового цилиндрического зонда со встроенным нагревателем, устанавливаемым в центре образца размером 150x150x150мм. Расчет производился по результатам измерений сопротивления терморезистора, расположенного вместе с нагревателем.

телем по центру образца согласно ВСН 66-03-02-90 «Метод измерения теплопроводности цилиндрическим зондом. Нормы производственного контроля теплопроводности». При естественной влажности 3% от массы сухого образца теплопроводность составила 0,068-0,070 Вт/м·К. Высушенные до постоянной массы образцы показали теплопроводность 0,060 Вт/м·К.

В соответствии с требованиями Минздрава РФ строительные материалы должны проходить обязательный санитарно-химический или токсикологический контроль, который основан на определении состава и количества вредных веществ, выделяющихся в окружающий воздух.

Для определения состава и количества газовыделений образцы *КОНСИЛА*, изготовленные путем взаимодействия ферросилиция со смесью жидкого стекла и каолина в водной среде, помещали в продувочные камеры, через которые продувался азот марки «особо чистый» со скоростью 0,5л/час, что соответствовало условиям эксплуатации (насыщенность 0,1м²/м³; кратность воздухообмена 1 объем в час). Пробы газа отбирали в патроны-концентраторы, заполненные тенаксом ГС.

Пробы газовыделений при изготовлении *КОНСИЛА* отбирались аналогично. Процесс изготовления материала проводили при температуре 100° С.

Анализ сконцентрированных примесей проводили на хроматографе «Цвет 104» с детектором по теплопроводности. Для разделения использовали стеклянную колонку (2м x 4мм), заполненную ситами 13Х. Газ-носитель гелий. Температура колонки 50°С (углеводороды), 100°С (сернистые соединения). Сконцентрированные примеси переводили в аналитическую колонку с помощью термодесорбции. Идентификацию разделенных соединений проводили по индексам хроматографического удерживания. Количественный расчет хроматограмм осуществляли методом внутреннего стандарта (пропана).

Санитарно-химическая оценка теплоизоляционного материала *КОНСИЛ* проводилась через 2 месяца после изготовления. В соответствии с требованиями Минздрава РФ, предъявляемые к строительным материалам, суммарный показатель токсичности T_{Σ} для каждой температуры рассчитывали как сумму отношений найденных концентраций (С) вредных веществ к их предельно допустимой концентрациям (ПДК):

$$T_{\Sigma} = C_i / \text{ПДК}_i \leq 1$$

Результаты санитарно-химической оценки *КОНСИЛА* при-

ведены в таблице 2, состав газовыделений при затворении **КОНСИЛА** приведен в таблице 3.

Полученные данные свидетельствуют о том, что **КОНСИЛ** может применяться в качестве теплоизоляционного материала при строительстве и эксплуатации промышленных (энергетических), гражданских и жилых объектов.

По результатам санитарно-химической оценки составлена информационная карта и получено заключение института Гигиены им. Ф.Ф.Эрисмана.

Таблица 2

Результаты санитарно-химической оценки **КОНСИЛА**

| Вещество | Концентрация мг/м ³ при температуре в °С | | ПДК, мг/м ³ |
|------------------------------------|---|--------------|------------------------|
| | 20 | 40 | |
| Водород | не обнаружен | не обнаружен | - |
| Метан | не обнаружен | не обнаружен | 50 |
| Этилен | 0,003 | 0,008 | 3 |
| Углерода оксид | 0,012 | 0,026 | 3 |
| Углерода сероксид | - | 0,002 | 0,1 |
| Суммарный показатель токсичности Т | 0,005 | 0,031 | |

Таблица 3

Состав газовыделений при затворении **КОНСИЛА**

| Вещество | Концентрация, мг/м ³ | ПДК р.з. мг/м ³ | Класс опасности |
|-------------------------------------|---------------------------------|----------------------------|-----------------|
| Парафиновые углеводороды (суммарно) | 18,34 | 300 (по сумме С) | IV |
| Этилен | 8,07 | 100 | IV |
| Ацетилен | 3,45 | - | - |
| Углерода оксид | 1,78 | 20 | IV |
| Углерода сероксид | 0,21 | 10 | II |

На основе проведенных испытаний и изучения свойств **КОНСИЛА** определены области его применения:

изготовление негорючей экологически чистой теплоизоляции кровель, стен и других конструктивных элементов промышленных, гражданских и жилых зданий и сооружений, а также ремонт существующей теплоизоляции;

изготовление и ремонт жаростойкой теплоизоляции технологических трубопроводов, котлов и других элементов

оборудования ТЭС, ТЭЦ, ГРЭС, РТС;

изготовление и ремонт жаростойкой кислотостойкой теплоизоляции дымовых труб предприятий тепловой энергетики и других предприятий.

При этом может быть принята технология как монолитного изготовления или ремонта путем заливки материала за съемную переставную или оставляемую опалубку, так и сборная технология с изготовлением плит, скорлуп или сегментов.

Внедрение теплоизоляции *КОНСИЛ* в промышленном и опытном объеме произведено при ремонте жилого фонда г.Набережные Челны и кровли одного из машзалов Курской АЭС.

Наибольший интерес представляет ремонт опытного участка кровли, изготовленной из профнастила, слоя пароизоляции на основе рулонного полимерного материала «изолен», плит *КОНСИЛА* (0,6 x 0,6 x 0,06), приклеенных на пароизоляционный слой, и гидроизоляции на основе «изолена», дублированной стеклотканью.

Таким образом, разработанная и внедряемая негорючая теплоизоляция *КОНСИЛ* представляет собой высокоэффективный материал для энергетического, промышленно-гражданского и жилищного строительства, а также для проведения ремонтных работ, в том числе высокой сложности.

МЕТОДИКА СИСТЕМНОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ БЕЗОПАСНОСТИ МАССОВЫХ ВЗРЫВОВ

Шуйфер М.И., инженер (ООО «Гидроспецпроект»)

Проблема безопасности в традиционной постановке связывается с необходимостью ограничительных условий или защитных технических устройств, организационных и других дополнительных и затратных мер. Практика взрывных работ в энергетическом строительстве в этом отношении достаточно типична. Между тем, такие решения далеко не всегда объективно неизбежны. На примере задач производства взрывов вблизи охраняемых объектов рассматривается методика согласования параметров буровзрывных работ в связанной системе требований технологической рациональности и безопасности излучаемого взрывом воздействия.

При проектировании взрывных работ на стройплощадках

энергетических объектов приходится считаться с необходимостью защиты объектов в ближайшей окрестности взрыва - от первой сотни метров вплоть до контакта, как при взрывной подготовке оснований сооружений. Возможность оценки интенсивности воздействия ранее [1,2] теоретически обоснована и по результатам обобщения эмпирических данных установлена в расчетном варианте для широкого круга условий. В целях придания разрабатываемой методике прикладной наглядности и инженерной направленности были проанализированы связи физико-механических параметров взрыва и проводящей воздействие среды, отвечающих за его интенсивность, с горнотехническими показателями, используемыми в проектировании и производстве. В итоге получена формула для расчета ожидаемой интенсивности, выраженной в скорости смещения среды:

$$V = \frac{150}{K_{p0}^2} \frac{\sqrt[3]{K_{p0}}}{\sqrt{cK_T}} \left(\frac{\sqrt[3]{Qe}}{r} \right)^2 = \frac{400q}{K_{p0}^2 \sqrt{cK_T}} \left(\frac{\sqrt[3]{q_{\phi}}}{r} \right)^2, \text{ м/с, (1)}$$

где K_{p0} , K_{p0} - группа грунтов (пород) по СНиП соответственно взрывааемых и проводящих воздействие в основание объекта ($K_p \geq 5$),

K_T - категория трещиноватости массива пород по классификации МКВД,

e - относительная удельная энергия применяемого ВВ (к эталонному с удельной энергией $4,3 \cdot 10^6$ Дж/кг),

q , q_{ϕ} - удельный расход ВВ соответственно расчетный для заряда нормального рыхления и фактический, кг/м³,

Q - масса сосредоточенного (или эквивалентного ему по действию) заряда, кг,

r - минимальное расстояние от заряда до охраняемого объекта, м.

Числовые коэффициенты в (1) относятся к условиям, когда взрывы и охраняемые объекты находятся у открытой поверхности; для заглубленных расчетных точек воздействия коэффициенты уменьшаются вдвое.

Безопасность обеспечивается, если значение скорости по (1) остается не выше некоторого допустимого значения V_g , определяемого известными способами.

Ограничение интенсивности воздействия обуславливает, при традиционном подходе, ограничения по массе заряда, представляемого сосредоточенным. Однако на стройплощадках энергетических объектов применяются, в подавляющем боль-

шинстве, одновременно инициируемые взрывы групп удлиненных равномерно распределенных в объеме зарядов, что создает многофакторную систему взаимных влияний в параметрах размещения ВВ и воздействия взрыва.

Влияние параметров взрыва на интенсивность его окрестного действия может быть оценена по (1) введением в расчет массы заряда как суммы эквивалентного числа единичных (в скважине, шпуре и других зарядных полостях) масс ВВ. При этом эквивалентное число зарядов и, следовательно, соотношения влияющих параметров размещения ВВ устанавливаются по методике [3].

Конкретные соотношения параметров размещения зависят от комплекса технологических требований к результатам взрыва. К сожалению, технические руководства (например [4]) и ведомственные инструкции по ведению взрывов не дают единообразно сформулированных и обоснованных определений. Более современная, технологически осмысленная оценка параметров зарядов предложена (применительно к требованию качественной проработки взрывом основания) в [5].

Анализ соотношений параметров зарядов по [5] и обобщение связей между характеристиками взрывающей среды и этими параметрами позволяют записать условие технологической рациональности взрыва в следующем сочетании показателей

$$8 \leq \bar{l}_3 \approx 1,8\sqrt[3]{\bar{L}_c^2} \approx 4,8\sqrt{\bar{L}} \leq 30; \quad L = L_c - l_3;$$

$$\bar{l}_n = \sqrt{K_p} \sqrt[3]{\bar{H} - \bar{l}_3} \leq 4\sqrt{K_p} \quad (2)$$

$$\bar{a} = 1,05 \sqrt{\frac{\Delta e}{K_p \sqrt{K_T}}} \sqrt[3]{\bar{L}} \leq 3,6 \sqrt{\frac{\Delta e}{K_p \sqrt{K_T}}} \quad (2^a)$$

$$Q_T = 0,785 \Delta L d^2 = q_a a^2 H, \text{ кг} \quad (2^b)$$

$$\frac{Q_T}{a^3} = k \approx 0,75 \sqrt{\frac{(K_p \sqrt{K_T})^3}{\Delta}}, \text{ кг/м}^3 \text{ при } \bar{L} \leq 40 \quad (2^b)$$

Здесь \bar{l}_3 , L_c , \bar{L} , \bar{l}_n , \bar{H} - длины забойки, зарядной скважины, заряда, перебура, высота уступа в диаметрах, d , заряда,, l_3 , L_c , L , l_n , H - тоже в метрах;

a , (a) - шаг зарядов в диаметрах (в метрах),

Δ - плотность заряжения ВВ в зарядной скважине, кг/м³,

Q_T - потребная по технологии масса заряда в скважине, кг.

Совокупность проектно-производственных проблем (в данном контексте) в системе требований безопасности (от воздействия через основание объекта) и технологичности взрывов предлагается разрешать из заданных габаритов (L_p) участка взрыва по условию:

$$L_p = \frac{L_{p\delta}}{1 - \frac{L_{p\delta}}{r}}, \quad (3)$$

где $L_{p\delta}$ - расчетно безопасная длина ряда зарядов массой Q_T каждый

$$L_{p\delta} = a (N_\delta - 1), \text{ м}, \quad (4)$$

N_δ - соответствующее этой длине ряда число зарядов, принимаемое в границах

$$1 \leq N_\delta = \frac{Q_\delta}{N_1 Q_T} \leq 1 + \frac{r}{a(1 + \frac{r}{L_p})}, \quad (5)$$

Q_δ - безопасная масса заряда, определяемая из (1) при значении скорости смещения, являющейся допустимой. В частности, с учетом запаса безопасности на случай массового короткозамедленного взрывания эталонным ВВ на уступе с двумя свободными поверхностями в грунтах одной группы на участке взрыва и в основании протяженного объекта, имеющем среднегеометрический линейный размер $A > r$, масса заряда рассчитывается:

$$Q_\delta = 6 \cdot 10^{-4} K_p^2 \sqrt{K_p (r A V_g \sqrt{K_T})^3}, \quad (6)$$

N_1 - эквивалентная (действующая эквивалентно сосредоточенному) часть единичного удлинённого (скважинного) заряда

$$N_1 = \frac{r}{L} \{ [1 + (\frac{r}{L_c})^2]^{-0.5} - [1 + (\frac{r}{l_3})^2]^{-0.5} \}. \quad (7)$$

Условие (3) после преобразований с подстановкой (2^а), (4), (5) позволяет определить размер технологической массы заряда, отвечающей требованиям безопасности при короткозамедленном взрыве участка заданной площади:

$$Q_{\delta T} = Q_\delta (\sqrt[3]{y-z} - \sqrt[3]{y+z-u}), \quad (8)$$

где введены следующие обозначения:

$$y = \sqrt{(1-u^2)^3 + z^2} \quad (9)$$

$$u = \frac{(rL_p)^3 k}{3(r+L_p)^3 Q_6} - 1 \quad (10)$$

$$z = u^3 - 1,5u - 0,5 \quad (11)$$

Использование соотношений буровзрывных параметров (2, 2^а, 2^б) с рассчитанной по (8) массой зарядов реализует искомую цель - обеспечение безопасной технологичности взрывных работ. Причем задание в качестве исходного условия размера площади участка - вариант, а не единственная возможность получения результата по методике. Важно, что безопасность не ограничивает производство взрывов, а достигается технологическими средствами.

Пример

В котловане расширяемой ГЭС проектируется взрывное дробление блока с подобранным уступом известняка 7 группы по СНиП, третьей категории трещиноватости. Габариты площади блока 7x15м, исходная высота уступа 10м.

На расстоянии 26 м от границы блока расположено на тех же известняках здание машинного зала с неработающими агрегатами. Допустимое значение скорости в основании здания принято равным 0,05 м/с. Размеры площади основания здания 25x45 м (A = 33,5 м).

1. Проверяется возможность безопасного короткозамедленного взрывания на полную высоту уступа зарядами аммонита 6ЖВ в скважинах диаметром 0,11 м при расчетной плотности заряжения 900 кг/м³.

Из (2, 2^а, 2^б) при потребной, с учетом перебура, длине скважины 11 м получаем

$$l_3 = 30 \cdot 0,11 = 3,3 \text{ м}; \quad L = 11 - 3,3 = 7,7 \text{ м};$$

$$a = 0,11 \cdot 3,6 \cdot \sqrt{\frac{900}{7\sqrt{3}}} = 3,4 \text{ м};$$

$$Q_T = 0,785 \cdot 900 \cdot 7,7 \cdot 0,11^2 = 66 \text{ кг}; \quad q_\phi = 66 / 10 \cdot 3,4^2 = 0,6 \text{ кг/м}^3.$$

По (6), (7) безопасная масса и эквивалентная часть заряда равны:

$$Q_6 = 6 \cdot 10^{-4} \cdot 72 \cdot \sqrt{7(26 \cdot 33,5 \cdot 0,05 \cdot \sqrt{3})^3} = 51 \text{ кг};$$

$$N_I = \frac{26}{7,7} \left(\frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{26}{11}\right)^2}} - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{26}{3,3}\right)^2}} \right) = 0,89.$$

Условие (5) в рассматриваемом варианте не соблюдается, так как $Q_6/N_I Q_T = 51/0,89 \cdot 66 = 0,87 < 1$, что должно быть исключено.

Следовательно, по проверочной оценке необходим поиск безопасных параметров взрыва, осуществляемый по предлагаемой методике.

2. Определяется по (2в), (8+11) масса заряда в скважине, позволяющая безопасно взрывать коротко-замедленно группы зарядов в рядах длиной, равной одному из проектных размеров площади блока, например $L_{pI} = 7\text{м}$

$$k = 0,75 \sqrt{\frac{(7 \cdot \sqrt{3})^3}{900}} \approx 1;$$

$$u = [(26 \cdot 7)^3 \cdot 1/3 \cdot 51 \cdot (26+7)^3] - 1 = 0,1;$$

$$z = 0,1^3 - 1,5 \cdot 0,1 - 0,5 = -0,65;$$

$$y = \sqrt{(1 - 0,1^2)^3 + (-0,65)^2} = \sqrt{0,97 + 0,42} = 1,18;$$

$$Q_{6T} = 51 \cdot (\sqrt[3]{1,18 - (-0,65)} - \sqrt[3]{1,18 + (-0,65)} - 0,1) = \\ = 51 \cdot (1,23 - 0,81 - 0,1) = 16\text{кг}.$$

Находим значения технологических параметров размещения ВВ, соответствующие условиям взрывания, оговоренным и установленным безопасными при удельном расходе ВВ и диаметре заряда, как в предыдущем (выше проверенном) варианте

$$L = 16 / 0,785 \cdot 900 \cdot 0,11^2 = 1,9 \text{ м } (\bar{L} = 17);$$

$$\bar{a} = 1,05 \sqrt{\frac{900}{7 \cdot \sqrt{3}}} \cdot \sqrt[3]{17} = 23 \text{ (} a = 2,5\text{м)} \text{ или } a = \sqrt[3]{16} = 2,5\text{м};$$

$$H = 16/0,6 \cdot 2,5^2 = 4\text{м } (\bar{H} = 36); \quad \bar{l}_3 = 4,8 \sqrt{17} = 20 \text{ (} l_3 = 2,2\text{м)};$$

$$\bar{l}_n = \sqrt{7} \cdot \sqrt[3]{36 - 20} = 6,7 \text{ (} l_n = 0,7\text{м)}.$$

Поскольку расчетная длина скважины $L_c = H + l_n = 4 + 0,7 = 4,7\text{м}$ оказывается больше суммарной длины заряда ВВ и забойки (4,1м), в зарядную часть скважины включается незаполненный ВВ промежуток длиной $l_{np} = 4,7 - 4,1 = 0,6\text{м}$.

3. Определяется число групп замедлений (число рядов по второму размеру габаритов участка), обеспечивающее дробление породного блока на полную проектную площадь:

$$n=(L_{p2}/a)+1=(15/2,5+1)=7$$

4. Таким образом проектный блок, несмотря на его расположение в непосредственной близости от охраняемого объекта, может быть раздроблен с заданным качеством с в 3 приема по высоте уступа.

Заключение

Разработанная методика, опираясь на исследованные взаимосвязи интенсивности излучаемого воздействия и параметров взрывания, позволяет практически во всех случаях проектирования и производства БВР вблизи охраняемых объектов изыскать условия, одновременно удовлетворяющие требованиям безопасности и технологичности взрывов. Причем в принятой постановке безопасность не ограничивает производство взрывов, а достигается исключительно технологическими средствами, что принципиально повышает актуальную для энергетического строительства конкурентоспособность взрывов в стесненных условиях строящихся и реконструируемых объектов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Shooifer M.I. Quasi-Impact Source Shape as Factor in Safety Sub-stantiation. //Proceedings of the A.P.Conference on Shock and Impact Loads on Structures. Singapoore. 1996.

2. Шуйфер М.И. Новый метод обеспечения сейсмобезопасности взрывов вблизи охраняемых объектов. //Гидротехническое строительство. 1996. №8.

3. Шуйфер М.И. Усовершенствованный способ расчета сейсмического эффекта распределенных зарядов. //Труды Гидропроекта. М. 1989.

4. Технические правила ведения взрывных работ в энергетическом строительстве. Гидропроект. М. 1997.

5. Азаркович А.Е., Фишман Ю.А., Шуйфер М.И. Взрывная подготовка оснований гидротехнических сооружений. М.: Энергоатомиздат. 1990.

ОЦЕНКА РАЗМЕРОВ И ФОРМЫ ЗОН РАЗРУШЕНИЯ СКАЛЬНОГО МАССИВА ВЗРЫВАМИ ПРИ СОПРЯЖЕНИИ ОТКРЫТЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

*Эткин М.Б., инженер, Азаркович А.Е.,
кандидат техн. наук (ООО Гидроспецпроект)*

Строительство электростанций на скальных основаниях требует проведения большого количества открытых горных выработок (котлованов, траншей, каналов и др.) с применением буровзрывных работ. Часто эти выработки имеют узлы сопряжения между собой, т.е. участки, где они пересекаются или сходятся на такое расстояние, что наличие соседней выработки влияет на результаты взрывов в проводимой выработке.

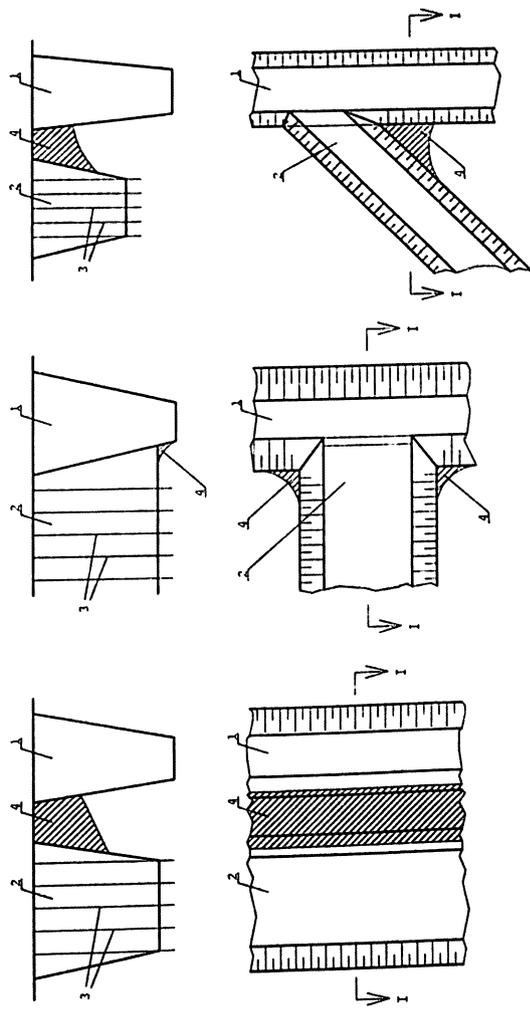
Влияние выражается в усилении разрушающего действия взрыва на окружающий скальный массив. В результате происходит повышенное разрушение массива на участках пересечения выработок и в породных перемычках (целиках) между выработками.

Основными физическими факторами, Снижение прочностных характеристик скального массива вызывает необходимость проведения дополнительных работ, связанных с удалением разрушенной части массива и последующим перекладом бетона. Для оценки объема этих дополнительных работ необходимо при проектировании буровзрывных работ правильно определить размеры и формы зон возможного разрушения запроектного скального массива.

вызывающими усиление разрушающего действия взрыва при сопряжении выработок, является, во-первых, наличие в скальном массиве вблизи проводимой выработки свободного пространства в виде уже пройденной выработки, от бортов которой отражаются взрывные волны, и, во-вторых, ослабленность скального массива ранее пройденной выработкой.

В Гидроспецпроекте выполнена специальная работа по анализу действия взрывов на скальный массив в узлах сопряжения открытых горных выработок и составлению методики оценки размеров и формы зон разрушения массива в таких условиях.

Рассматривались следующие варианты сопряжения открытых горных выработок, одна из которых уже пройдена, а другая проводится (рис.1):



а)

б)

в)

Рис. 1. Варианты сопряжения открытых горных выработок:

а- параллельное проведение выработок; б- пересечение под прямым углом; в- пересечение под косым углом;

1 - пройденная выработка; 2- проводимая выработка; 3- взрывные скважины; 4- участки возможного разрушения скального массива.

две выработки вблизи друг от друга, идущие в одном направлении;

пересечение двух выработок под прямым или косым углом.

Разработана методика расчета, основанная на анализе действия зарядов ВВ и упрощениях, полученных из практики взрывных работ.

Принятые упрощения:

Положение границ зоны разрушения определяется на двух высотных уровнях - на отметках смежных рабочих горизонтов, между которыми расположены борта выработки.

Разрушение скального массива на уровне подошвы проводимой выработки происходит при $p \leq 1,2W$, где p - толщина породной перемычки (целика) между сопряженными выработками, W - величина сопротивления по подошве для скважинного заряда проектной длины. При $p > 1,2W$ возможно скалывание верхней части целика.

За границу зоны разрушения массива при проведении открытой горной выработки принимаются очертания ее борта (рис.2). При этом на положение откосов влияют не только свойства скального массива и параметры взрывания, но и наличие поблизости другой выработки;

При разработке расчетной схемы оценки радиуса разрушения R (рис. 2) за исходную принята известная [1] формула

$$v = K_c \beta_0 \left(\sqrt[3]{\frac{Q_c}{r}} \right)^2, \quad (1)$$

где v - максимальная скорость смещения горизонтальной поверхности скального массива при взрыве; K_c - коэффициент интенсивности взрывного воздействия, зависящий от свойств скального массива и от применяемого ВВ; β_0 - коэффициент, учитывающий условия взрывания зарядов; Q_c - масса заряда; r - расстояние от эпицентра заряда до рассматриваемой точки на поверхности массива.

Из (1), задавшись некоторым критическим значением скорости $v_{кр}$, можно получить значение r , которое при этом будет являться радиусом разрушения заряда.

Выполненный нами анализ с привлечением теоретических и экспериментальных данных привел к получению следующих рекомендуемых формул:

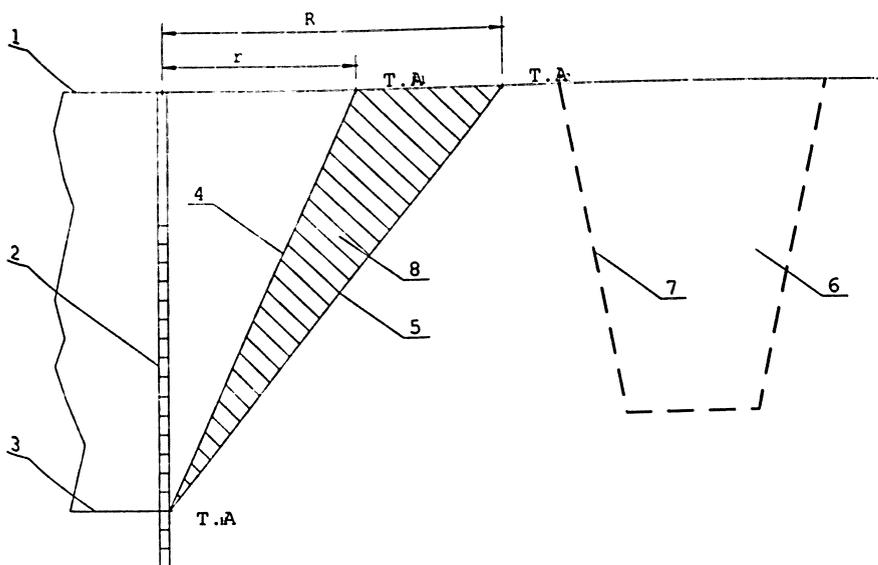


Рис. 2. Расчетная схема увеличения зоны разрушения массива взрывом при сопряжении открытых горных выработок:

- 1-дневная поверхность;
- 2-ближайшая к борту проводимой выработки взрывная скважина;
- 3-подошва проводимой выработки;
- 4-расчетная граница зоны разрушения (борт выработки) без учета влияния ранее пройденной выработки;
- 5 - то же, с учетом влияния ранее пройденной выработки;
- 6-положение ранее пройденной выработки;
- 7-дополнительно открытая поверхность массива при взрыве;
- 8-участок возможного разрушения скального массива.

$$r = \sqrt[3]{K \beta d^3 \frac{L \Delta e}{c} (1 - 0,01 l_3)}, \quad (2)$$

$$K_o = \sqrt{1 + 3K_h \left(\frac{rF}{2p - rF} \right)^2}, \quad (3)$$

$$R = rK_o F, \quad (4)$$

где K -коэффициент пропорциональности, равный 0,6 для взрывания на участках сопряжения открытых горных выработок и 0,4 - при отсутствии влияния пройденных выработок; β -коэффициент, учитывающий степень «зажима» зарядов и очередность их взрывания, равный 1,2 для ряда зарядов, взрываемого первым, 1,1-для рядов зарядов, взрываемых во вторую и последующую очереди при числе рядов более трех, 1,0 - то же при числе рядов три и менее; d - диаметр зарядов; $L=L/d$ - относительная (в диаметрах) длина скважинных зарядов L ; Δ -плотность заряжения скважин; e - коэффициент взрывной эффективности применяемого ВВ; $l_3 = l_3/d$ - относительная (в диаметрах заряда) длина забойки в скважинах l_3 ; c - показатель сопротивляемости скальных массивов трещинообразованию при взрыве [2], значения которого в зависимости от группы скального грунта по классификации СНиП составляют:

| Группа грунта | IV-V | VI | VII | VIII | IX | X | XI |
|---------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| $c, \text{ кг/м}^3$ | 0,15 | 0,20 | 0,25 | 0,35 | 0,50 | 0,65 | 0,80 |

K_o - коэффициент увеличения радиуса разрушения из-за воздействия отраженных от существующей выработки взрывных волн; K_h - коэффициент, меньший или равный 1, равный отношению высоты существующей выработки к глубине взрывных скважин в проводимой выработке; p - кратчайшее расстояние от взрывной скважины до борта существующей выработки на уровне подошвы проводимой выработки (ширина породного целика между сопряженными выработками); F - коэффициент, учитывающий возможность совместного действия ряда зарядов на скальный массив, значение которого принимается в зависимости от варианта взаимного расположения (сопряжения) выработок и схемы взрывания зарядов в ряду по указаниям таблице 1

Таблица 1

| Варианты взаимного расположения выработок | Схема взрывания зарядов в ряду | Значение F |
|---|--------------------------------|----------------|
| Параллельное прохождение | Одновременное | $F=F_0$ |
| | Разновременное | $F=1$ |
| Пересечение | Одновременное | $F=0,5(F_0+1)$ |
| | Разновременное | $F=1$ |

F_0 - значение коэффициента совместного действия зарядов при неограниченности ряда их, которое по данным [3] зависит от отношения расстояния между зарядами к радиусу разрушения одиночного заряда a/r следующим образом:

| | | | | | |
|-------|-----|-----|-----|-----|------|
| a/r | 1,0 | 1,5 | 2,0 | 2,5 | 3,0 |
| F_0 | 1,6 | 1,3 | 1,2 | 1,1 | 1,05 |

Для расчетов необходимы сведения о группе скального грунта по классификации СНиП, числе открытых поверхностей при взрыве, параметрах взрывания в проводимой выработке (применяемые ВВ, коэффициент его взрывной эффективности e , плотность заряжания Δ , диаметр зарядов d , длина скважин и длина зарядов L , длина забойки l_3 , сопротивление зарядов по подошве W , расстояние между зарядами в ряду a , очередность взрывания - рядов зарядов и зарядов в рядах), взаимном расположении сопряженных выработок (чертеж поперечного разреза с указанием размеров, в т.ч. ширины целика между выработками на уровне подошвы проводимой выработки p).

Во всех случаях расчет ведется для ряда зарядов, ближайшего к существующей выработке.

Порядок использования предлагаемой методики поясним на конкретных примерах для типовых вариантов сопряжения открытых горных выработок.

Пример 1. С помощью БВР в массиве грунтов VII группы проводят траншею глубиной $H = 4$ м и шириной по дну 3 м. Диаметр зарядов $d=0,11$ м, применяемое ВВ - граммонит 79/21 ($e=1$), плотность заряжания $\Delta=925$ кг/м³, сопротивление по подошве уступа (расстояние между рядами зарядов) $W=1,5$ м, глубина скважин 5 м, длина зарядов $L=2,5$ м, длина забойки $l_3=2,5$ м, расстояние между скважинами в ряду $a=2,5$ м. Используют три ряда скважин. Параллельно проводимой существует выработка (траншея) глубиной $H_c=3$ м (рис.3). Ближайший к существующей выработке ряд зарядов взрывают одновременно после взрыва центрального ряда. Проектная ширина породной

перемычки на уровне подошвы проводимой выработки $r=5\text{м}$.
Требуете оценить возможность сохранения породной перемычки и размеры ее разрушения, если оно произойдет.

Расчет.

Поскольку $r > 1,2W$, разрушения породной перемычки на уровне подошвы проводимой выработки не произойдет;

Радиус разрушения по поверхности уступа при взрыве одиночного скважинного заряда при отсутствии вблизи проводимой другой выработки согласно формуле (2) при $K=0,4$; $\beta=1$; $d=0,11\text{м}$; $L=2,5/0,11=23$; $l_3 = 2,5/0,11=23$; $\Delta=925\text{кг/м}^3$; $c = 0,25\text{кг/м}^3$ составляет

$$r = 0,4 \cdot 1 \cdot 0,11 \sqrt[3]{\frac{23 \cdot 925 \cdot 1}{0,25}} (1-0,01 \cdot 23) = 1,5\text{м}.$$

Коэффициент совместного действия зарядов в рассматриваемых условиях согласно табл.1 $F=F_0$, где при $a/r=2,5/1,5=1,67$ $F=1,27$. Соответственно радиус разрушения для одновременно взрывающегося ряда зарядов составляет $1,27 \cdot 1,5 = 1,9\text{м}$.

Радиус разрушения по поверхности уступа для одиночного скважинного заряда при наличии вблизи проводимой другой выработки составляет согласно формуле (2)

$$r = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,11 \sqrt[3]{\frac{23 \cdot 925 \cdot 1}{0,25}} (1-0,01 \cdot 23) = 2,25\text{м}.$$

Коэффициент совместного действия зарядов при $a/r=2,5/2,25=1,11$ составляет $F=F_0=1,5$.

Коэффициент увеличения радиуса разрушения из-за отражения взрывных волн от существующей выработки согласно формуле (3) при $K_h = H_c/H = 3/4 = 0,75$ составляет:

$$K_0 = 1 \sqrt[3]{3 \cdot 0,75 \left(\frac{2,25 \cdot 1,5}{0,25} \right)^2} (1-0,01 \cdot 23) = 1,26\text{м}.$$

Радиус разрушения по поверхности уступа для рассматриваемых условий согласно формуле (4)

$$R = 2,5 \cdot 1,26 \cdot 1,5 = 4,3\text{м}.$$

На рис.3 показано положение радиуса разрушения R и борта выработки согласно выполненным расчетам. Штриховкой выделена скальываемая взрывом часть проектной породной перемычки.

Как видно, скалывается значительная часть проектного объема перемычки и в своей верхней части она будет иметь малую ширину. В таких условиях целесообразно либо увеличить ширину перемычки - сместить проводимую выработку либо перейти к одновременному взрыванию скважинных зарядов у ее борта, что позволяет принять $F=1$.

В последнем случае

$$K_o = \sqrt{1 + 3 \cdot 0,75 \left(\frac{2,25}{2 \cdot 5 - 2,25} \right)^2} = 1,09,$$

$$R = 1,09 \cdot 2,25 = 2,45 \text{ м.}$$

Положение борта выработки при этом также показано на рис.3.

Пример 2. Требуется определить границы разрушения углов скального массива, образующихся при пересечении под прямым углом проводимой открытой выработки с глубиной $H=4$ м, шириной по дну 3 м с существующей выработкой глубиной $H_c=5$ м (рис.4). Грунт относится к группе IX. При проведении выработки используют два ряда скважинных зарядов диаметром $d=0,15$ м из граммонита 79/21 ($e=1$, $\Delta=950$ кг/м³). Глубина скважин 4,8 м, длина зарядов $L=2,5$ м, длина забойки $l_3=2,3$ м. Расстояние между зарядами в ряду $a=4$ м, сопротивление по подошве $W=3$ м, расстояние от первой к углу скважины до существующей выработки $A_1=3$ м, от второй - $A_2=7$ м, от третьей - $A_3=11$ м. Взрывание зарядов в ряду - одновременное.

Расчет

Определяются размеры зоны разрушения скального угла на уровне подошвы проводимой выработки. Форма зоны разрушения на этом уровне считается упрощенно треугольной с размером катета со стороны проводимой выработки $W=3$ м, второго катета со стороны существующей выработки $0,7W=0,7 \cdot 3=2,1$ м и гипотенузы $1,2W=1,2 \cdot 3=3,6$ м (рис.4а).

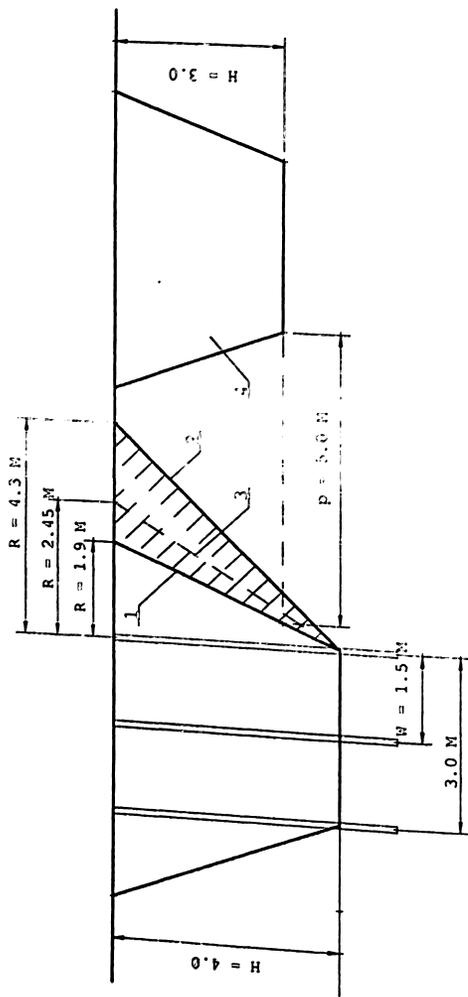


Рис. 3. К примеру 1 расчета при сопряжении двух параллельных выработок:
 1- проектное положение борта выработки без учета влияния ранее пройденной выработкой;
 2-то же, с учетом влияния;
 3-то же, при переходе к разновременному взрыванию;
 4-ранее пройденная выработка.

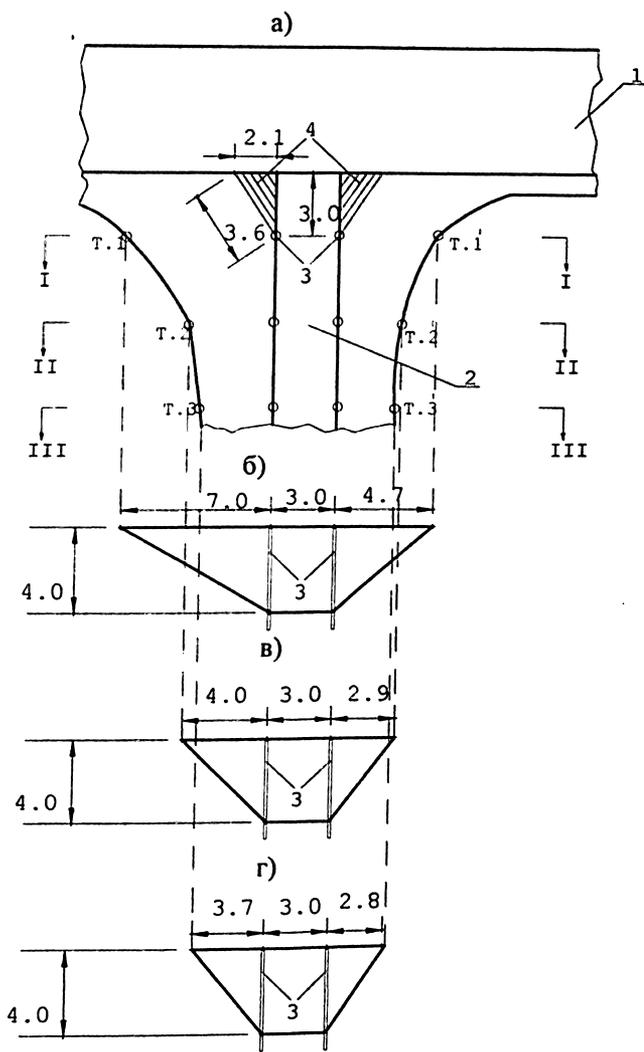


Рис. 4. К примеру 2 расчета при пересечении выработок под прямым углом:

а - план;

б - разрез по I-I;

в-разрез по II-II; г - разрез по III-III;

1 - существующая выработка;

2 - проводимая выработка;

3 - взрывные скважины;

4 - участки разрушения массива на уровне подошвы выработки.

Радиус разрушения массива по его поверхности в сечении I-I через ближайшую к углу взрывную скважину (рис.4б) для одиночного скважинного заряда согласно формуле (2) при $\beta=1,2$; $d=0,15$; $L=2,5/0,15=17$; $l_3=2,3/0,15=15$; $\Delta=950\text{кг/м}^3$; $e=1$; $c=0,5\text{кг/м}^3$ составляет

$$r=0,6 \cdot 1,2 \cdot 0,15 \sqrt[3]{\frac{17 \cdot 950 \cdot 1}{0,5}} (1 - 0,01 \cdot 15) = 2,9\text{м.}$$

Коэффициент совместного действия зарядов в ряду при $a/r=4/2,9=1,38$ и соответственно $F=1,4$ согласно табл.1 $F=0,5(1+1,4)=1,2$.

Расчет выполнен для ряда зарядов, взрываемого первым, чему соответствует $\beta=1,2$.

В сечении I-I (рис.4б) коэффициент увеличения радиуса разрушения из-за влияния отраженных волн согласно формуле (3) при $K_h=1$ ($H_c/H=5/4=1,25$, но принимается по ограничению 1) и $p=A_1=3\text{м}$ составляет

$$K_o = \sqrt{1 + 3 \cdot 1 \left(\frac{2,9 \cdot 1,2}{2 \cdot 3 - 2,9 \cdot 1,2} \right)^2} = 2,6.$$

Соответственно по формуле (4) $R=2,9 \cdot 1,2 \cdot 2 = 9,1\text{м.}$

В сечении II-II (рис. 4в) через вторую скважину при $p=A_2=7\text{м}$

$$K_o = \sqrt{1 + 3 \cdot 1 \left(\frac{2,9 \cdot 1,2}{2 \cdot 7 - 2,9 \cdot 1,2} \right)^2} = 1,15.$$

Соответственно по формуле (4) $R=2,9 \cdot 1,2 \cdot 1,15=4,0\text{м.}$

В сечении III-III (рис.4г) через третью скважину при $p=A_3=11\text{м}$

$$K_o = \sqrt{1 + 3 \cdot 1 \left(\frac{2,9 \cdot 1,2}{2 \cdot 11 - 2,9 \cdot 1,2} \right)^2} = 1,05$$

Соответственно по формуле (4) $R=2,9 \cdot 1,2 \cdot 1,05=3,7\text{м.}$

Для второго борта проводимой выработки, у которого ряд зарядов взрывается во вторую очередь, чему соответствует $\beta=1$ аналогичные расчеты дают: $r=2,4\text{м}$; $F=1,13$, в сечении I-I $K_o=1,73$; $R=4,7\text{м}$, в сечении II-II $K_o=1,08$; $R=2,9\text{м}$; в сечении III-III $K_o=1,03$; $R=2,8\text{м}$.

На план (рис.4а) сносятся с разрезов (рис.4б,в,г) положение точек 1,2,3,1',2',3' и через них проводятся границы зоны разрушения по поверхности уступа.

Пример 3. Требуется определить границы зоны разрушения скального массива в остром углу, образуемом при соединении под углом $\alpha=30^\circ$ проводимой выработки с глубиной $H=4\text{м}$, шириной по дну 6м с существующей выработкой глубиной $H_c=4,8\text{м}$ (рис.5). Грунт относится к IX группе. Параметры взрывания: $d=0,15\text{ м}$; $L=2,5\text{м}$; $l_3=2,3\text{м}$; $a=4\text{м}$; $W=3\text{м}$; ВВ - граммонит 79/21, ($e=1$; $\Delta=950\text{кг/м}^3$). Заряды располагаются в три ряда, первым взрывают центральный ряд, вторым - у противоположного борта проводимой выработки, последним - рассматриваемый ряд зарядов. Расстояние от первой к углу скважины (С.1) до существующей выработки $A_1=6,8\text{м}$, от второй (С. 2) $A_2=10,8\text{м}$, третьей (С. 3) $A_3=14,8\text{м}$.

Расчет

Вычисляются расстояния от трех первых скважин до существующей выработки и сравниваются со значением $1,2W=3,6\text{м}$:

$$p_1=A_1 \sin 30^\circ=6,8 \cdot 0,5=3,4\text{м} < 1,2W;$$

$$p_2=A_2 \sin 30^\circ=10,8 \cdot 0,5=5,4\text{м} > 1,2W;$$

$$p_3=A_3 \sin 30^\circ=14,8 \cdot 0,5=7,4\text{м} > 1,2W.$$

Отсюда следует, что границы зоны разрушения на уровне подошвы проводимой выработки определяются действием первого заряда.

На плане (рис.5) выделяется зона разрушения на уровне подошвы выработки. Для этого из точки С.1 циркулем с раствором $1,2W=3,6\text{м}$ делается засечка на контуре существующей выработки (т.5). Форма зоны разрушения принимается в виде треугольника с вершинами в точках С.1,5 и 4.

Рассчитывается по формуле (2) радиус разрушения по поверхности уступа в сечениях I-I (через С.1), II-II (через С.2) и III-III (через С.3). Радиус разрушения для одиночной скважины при $\beta=1$; $d=0,15\text{ м}$; $L=2,5/\sqrt{0,15}=17$; $l_3=2,3/\sqrt{0,15}=15$; $\Delta=950\text{кг/м}^3$; $e=1$; $c=0,5\text{кг/м}^3$ составляет

$$r=0,6 \cdot 1 \cdot 0,15 \sqrt[3]{\frac{17 \cdot 950 \cdot 1}{0,5} (1-0,01 \cdot 15)}=2,4\text{м}.$$

Коэффициент совместного действия зарядов в ряду при $a/r=4/2,4=1,67$ и, соответственно, $F_0=1,27$ согласно табл. 1: $F=0,5(1+1,27)=1,13$.

Коэффициент увеличения радиуса разрушения из-за влияния отраженных волн согласно формуле (3) при $K_n=1$ и радиусы разрушения по формуле (4) составляют:

$$K_o = 1 + 3 \cdot 1 \left(\frac{2,4 \cdot 1,13}{2 \cdot 3,4 - 2,4 \cdot 1,13} \right)^2 = 1,52;$$

$$R = 2,4 \cdot 1,13 \cdot 1,52 = 4,1 \text{ м};$$

для сечения II-II

$$K_o = 1 + 3 \cdot 1 \sqrt{\left(\frac{2,4 \cdot 1,13}{2 \cdot 5,4 - 2,4 \cdot 1,13} \right)^2} = 1,15;$$

$$R = 2,4 \cdot 1,13 \cdot 1,15 = 3,1 \text{ м};$$

для сечения III-III

$$K_o = 3 \cdot 1 \sqrt{\left(\frac{2,4 \cdot 1,13}{2 \cdot 7,4 - 2,4 \cdot 1,13} \right)^2} = 1,07;$$

$$R = 2,4 \cdot 1,13 \cdot 1,07 = 2,9 \text{ м}.$$

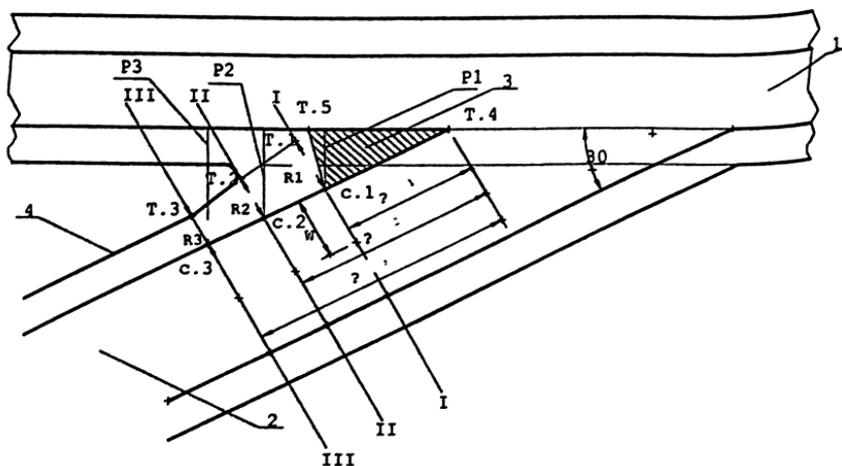


Рис. 5. Схема к примеру 3 определения размеров зоны разрушения массива при пересечении двух выработок под косым углом (план): 1 - существующая выработка; 2 - проводимая выработка; 3 - участок разрушения на уровне подошвы выработки (заштрихован); 4 - контур зоны разрушения по поверхности уступа; с. 1, с. 2, с. 3 - скважинные заряды. для сечения I-I

На плане рис.5 величины R откладываются в проекциях

сечений I-I, II-II и III-III от зарядов С.1, С.2 и С.3. При этом получено положение точек 1,2 и 3.

Точка 1 попадает на откос существующей выработки, что означает скалывание уступа. Поэтому при построении границы зоны разрушения на поверхности уступа она не учитывается. Точки 2 и 3 соединяются линией, которая плавно сопрягается с линией верхней бровки существующей выработки.

Из изложенного следует, что технологическими методами уменьшения размеров зоны разрушения массива на участках сопряжения открытых горных выработок являются:

- уменьшение диаметра применяемых зарядов;
- взрывание приконтурного ряда зарядов, наиболее сильно разрушающего скальный массив, после взрыва других рядов зарядов в проводимой выработке для уменьшения степени зажима зарядов;
- разновременное взрывание скважинных зарядов в рядах, прилегающих к борту проводимой выработки;
- уменьшение плотности заряжания (в том числе использование контурного взрывания) и удельной энергии применяемых ВВ.

Использование предлагаемых рекомендаций позволит повысить сохранность и надежность скальных оснований энергетических объектов и снизить объем дополнительных заprofilных работ.

ЛИТЕРАТУРА

1. **Технические правила** ведения взрывных работ в энергетическом строительстве. М.1997.
2. **Азаркович, Ю.А. Фишман, М.И. Шуйфер.** Взрывная подготовка оснований гидротехнических сооружений. М.: Энергоатомиздат. 1990.
3. **Азаркович, М.И. Шуйфер, А.П. Тихомиров.** Взрывные работы вблизи охраняемых объектов. М.: Недра. 1984.

ОЦЕНКА СОСТОЯНИЯ НАПОРНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ ЗАГОРСКОЙ ГАЭС ПО ДАННЫМ НАТУРНЫХ НАБЛЮДЕНИЙ

*Блинов И.Ф., инженер (АО НИИЭС),
Черненко В.Н., Яновский А.П., инженеры (Загорская ГАЭС)*

Одними из наиболее ответственных сооружений ЗГАЭС являются напорные трубопроводы. Трубопроводы размещаются на склоне левого берега р. Куньи между водоприемником верхнего бассейна и зданием ГАЭС и запроектированы в виде сталежелезобетонных оболочек диаметром 7,5 и толщиной 0,4м.

Напорные трубопроводы состоят из шести ниток длиной 720м, каждая из которых разделена на 18 секций. Секции трубопровода выполнены из сборных элементов длиной 4,41 м. Сборные элементы имеют стальную облицовку толщиной 10 мм и заармированы двумя рядами кольцевой арматуры. Элементы, закреплены путем сварки к рандбалкам и объединены в секции длиной по 40м. Швы между секциями трубопроводов снабжены компенсаторами, в которых криволинейные стыковые накладки воспринимают давление воды, а резиновые ленты обеспечивают герметизацию стыка. Компенсатор устанавливается с начальным зазором 40мм.

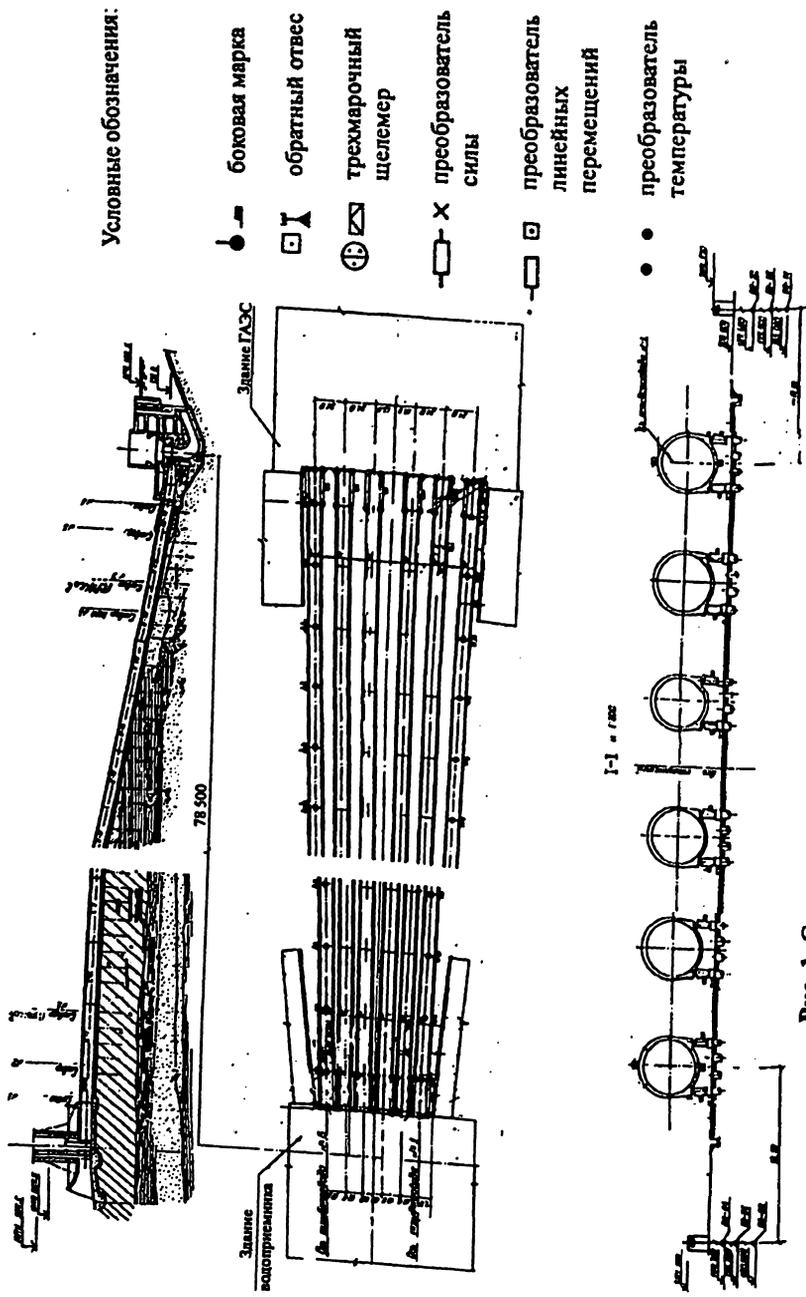
Фундаменты трубопроводов - свайные из буронабивных свай диаметром 103,0см и длиной от 16 до 22м с железобетонными ростверками. Ростверки разрезаны вдоль потока на секции длиной 40м, что соответствует длине секций сталежелезобетонных оболочек трубопровода.

В примыканиях напорных трубопроводов к водоприемнику и зданию ГАЭС, где возможны сосредоточенные вертикальные перемещения смежных сооружений относительно друг друга, предусмотрено устройство температурно-осадочных компенсаторов (секций). Компенсаторные секции выполнены по типу мостовых шарнирно опертых балок и представляют собой пространственную конструкцию, состоящую из двух балок-стенок (БМ-4, БМ-4Н), жестко соединенных между собой по нижним поясам поперечными балками (БМ-1, БМ-2). Продольные балки-стенки имеют консольные подрезки и опираются на четыре опоры. По поперечным балкам компенсаторной секции укладываются две рандбалки, служащие опорами концевых секций трубопровода. Опорные конструкции компенсаторных секций выполнены в виде двух подвижных качающихся и двух непод-

вижных (на здании ГАЭС и водоприемнике) опор. В швах между водоприемником, зданием ГАЭС и концевыми секциями трубопровода в пределах компенсаторных секций устанавливаются межсекционные компенсаторы с начальным зазором 100мм.[1].

Кольцевые сталежелезобетонные оболочки рассчитаны на следующие нагрузки: давление воды в трубопроводе, гидравлический удар; пульсацию давления при гидравлическом ударе, собственный вес трубопровода, вес воды в трубопроводе, сезонные колебания температуры. Сечение кольцевой арматуры определено с учетом стальной облицовки трубопроводов для трех участков трубопроводов с различным давлением воды, что соответствует секциям С-2, С-11, С-17. Расчет проводился с учетом допущения трещин раскрытием 0,3мм. Расчеты балок-стенок компенсаторов у водоприемника и здания ГАЭС выполнены с учетом веса трубопровода с водой и собственного веса компенсатора.

Учитывая класс (I класс) и ответственность напорных трубопроводов в обеспечении безопасной эксплуатации гидроаккумулирующей станции, программой наблюдений предусмотрены измерения следующих показателей состояния секций трубопроводов: напряжений в кольцевой и продольной арматуре секций (1,17,18) трубопровода №2; напряжений в наклонной (отгибы) и вертикальной (хомуты) арматуре опорных консолей компенсаторных секций КС-18 трубопровода №2 и №5; температуры бетона секций трубопроводов, раскрытия межсекционных швов трубопроводов №1 и №6; давления воды между стальной облицовкой и железобетонной оболочкой секции 12 трубопровода №2. Всего в конструктивные элементы напорных трубопроводов установлено 514 измерительных преобразователей и устройств различного типа. Схема размещения контрольно-измерительной аппаратуры в конструктивных элементах напорных трубопроводов приведена на рис.1. Сталежелезобетонные трубопроводы Загорской ГАЭС открытого типа эксплуатируются с декабря 1987г.(трубопровод №1), с конца 1989г. (трубопровод №2), с декабря 1990г. (трубопровод №4), с декабря 1994г. (трубопровод №5). Шестой трубопровод находится в стадии изготовления и монтажа.



Эксплуатация напорных трубопроводов проходит в условиях изменяющихся температурно-влажностных воздействий и солнечной инсоляции. Размах сезонных колебаний температуры по сечению сталежелезобетонной оболочки в течение года составляет 22°С, что отвечает проекту.

Визуальными обследованиями, выполненными в последние годы, а также в июле 1998г. были выявлены протечки в отдельных секциях трубопроводов. Причинами протечек были дефекты в металлической облицовке (свищи, раковины) и нарушения контакта закладных деталей межсекционных швов с бетоном секций трубопроводов. Дефекты в металлических облицовках были устранены, однако полностью ликвидировать протечки не удастся. Бетонная поверхность отдельных секций остается влажной, а по трещинам выносятся продукты выщелачивания. Трещины в железобетонной облицовке допустимого раскрытия служат дренажом для отвода воды, просочившейся за облицовку. Однако при этом существует опасность коррозии бетона, находящегося в сложном напряженном состоянии, в результате попеременного его замораживания и оттаивания. Во избежание разрушения бетона необходима защита поверхности сталежелезобетонных трубопроводов специальным покрытием, устойчивым к изменению раскрытий трещин в период эксплуатации трубопроводов.

Наблюдения за осадками трубопровода №1 начаты с 1984г. и до заполнения трубопровода водой; значения осадок секций трубопровода не превышали проектных - 30мм. В последующие годы после сдачи трубопровода в эксплуатацию осадки секций с 1 по 6 превышали предельно допустимые значения и составили секции 5 - 134,4мм, секции 6 - 111,3мм (рис.2). Причинами неравномерных осадок секций по длине трубопроводов могли быть: наличие в свайном основании грунтов с пониженными деформативными характеристиками, оползневые процессы склона «Южный», влияние осадок водоприемника на осадки примыкающих к водоприемнику секций трубопровода и др. Увеличение осадок секций 5 и 6 трубопровода №1 и горизонтальных смещений склона «Южный» свидетельствуют о взаимной связи этих перемещений. Расчет корреляционной зависимости между осадками секции 5 трубопровода и горизонтальными смещениями склона показывает высокий коэффициент корреляции (0,97). Испытания грунтов в основании секций 1-8 трубопровода показали, что эти грунты имеют пониженные значения физико-механических характеристик. В основании этих

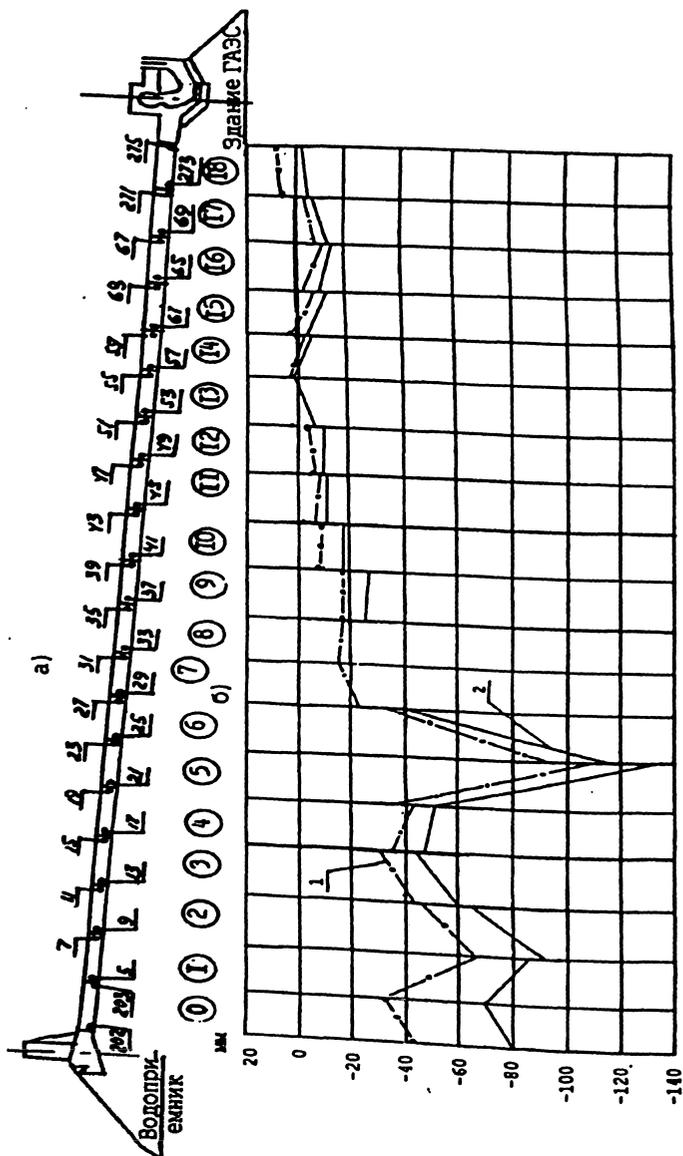


Рис. 2 Осадки секции трубопровода № 1

а) схема размещения боковых марок на консолях и боковой поверхности секций трубопровода.

202, 203, 271-275, 5-69 - № марок, ○ - № секции;

б) осадки: 1 - на 04.11.89 г. (30 цикл), 2 - на 29.05.98 г. (57 цикл).

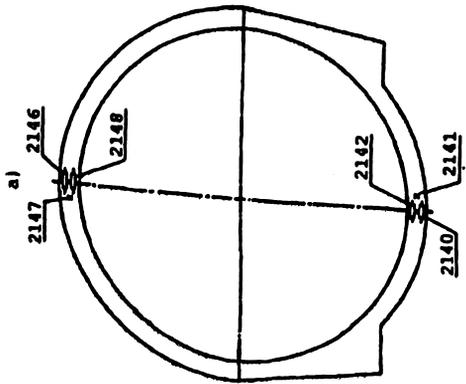
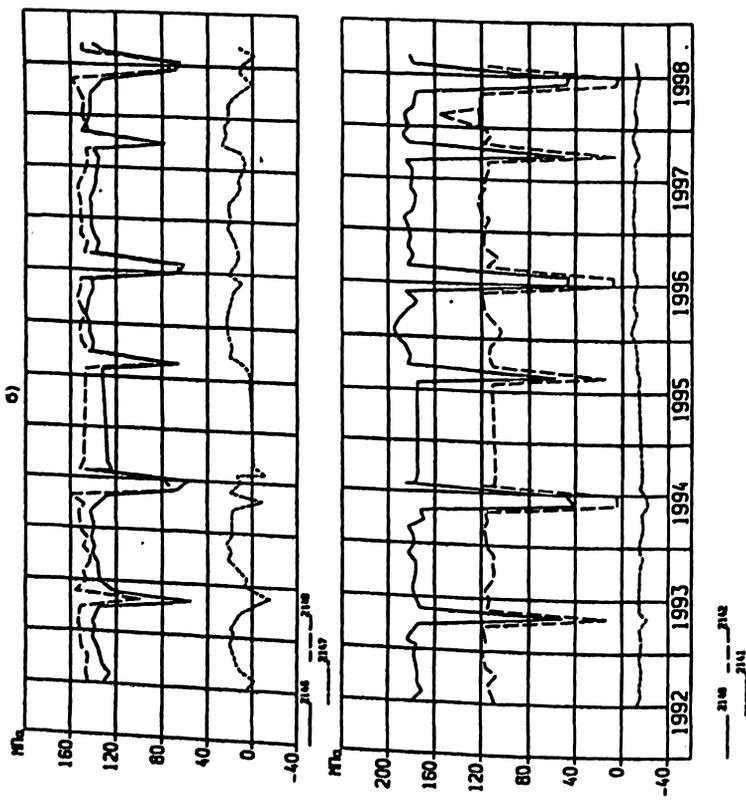
секций залегают насыпные грунты, мощность которых достигает 6м, разуплотненные моренные суглинки ($\rho_0 \leq 1,98 \text{ г/см}^3$) мощностью до 10м; под сваями (на глубине >16м) залегают моренные суглинки плотностью $\rho_{\text{ср}} = 2,04 \text{ г/см}^3$. Значения характеристик грунтов не были учтены в проекте так как получены позже. На осадки свайного основания под секциями 1-6 оказала влияние технология изготовления свай. При устройстве свай под этими секциями не производилось уплотнение забоя скважин с использованием гравия (щебня). График аппроксимации осадок секций 5-6 свидетельствует о слабозатухающем характере осадок этих секций. В соответствии с рекомендациям АО НИИЭС, АО «Институт Гидропроект» разработал усиление фундамента секций 5-6 трубопровода №1.

Значения горизонтальных смещений секций трубопровода по склону не превышает предельно допустимых значений, а их интенсивность менее 1мм/год [4]. Отмечена тенденция закрытия межсекционных швов. Зазоры между секциями трубопровода №1 находятся в пределах от 24,2 до 96, 2мм (по проекту - 40мм).

Значения растягивающих напряжений в кольцевой арматуре как в наружном ряду арматуры, так и во внутреннем после десяти лет эксплуатации находятся в пределах 120-260МПа, что значительно меньше предельно допустимых значений. Влияние сезонных температур на величины растягивающих напряжений незначительное (рис.3).

В неисправном, но в работоспособном состоянии находятся компенсаторные секции КС-18 (у здания ГАЭС) трубопроводов №1-5. Напряжения в наклонной арматуре в одной из консолей балок-стенок секций, за исключением секции КС-18-5 в районе качающихся опор, достигли или близки к пределу текучести арматуры. Значения раскрытия наклонных трещин (в пределах 1-2мм) в этих зонах больше допустимых (0,45мм).

Высокие напряжения в наклонной и вертикальной арматуре в одной из консольных опор балок-стенок свидетельствуют о неравномерном распределении нагрузок между опорами компенсаторных секций, что обусловлено неравномерными осадками здания ГАЭС поперек потока. Действительно разница значений осадок левой и правой неподвижных опор секции КС-18-2 по данным геодезических наблюдений по состоянию на октябрь 1996г. составляла 2,8мм.



а) Схема размещения ПСАС.
 б) Напряжения в арматуре по показаниям ПСАС. 2140...2148 - в ПСАС.

Рис. 3 Напряжения в арматуре трубопровода №2. Секция КС-18.

Высокие значения (выше предельно-допустимых) напряжений в наклонной арматуре опорных консолей, раскрытие наклонных трещин (выше допустимых) потребовали выполнения поверочных расчетов и расчетных исследований элементов и конструкции компенсаторной секции в целом. Для оценки напряженного состояния опорных консолей секции КС-18-2 выполнены расчеты по наклонным сечениям совпадающим с направлением развития трещин на действие поперечной силы и момента для фактических исходных данных: бетон балок-стенок марки 300 (В-25), продольная арматура опорных консолей \varnothing 40 класса АIII, поперечная (хомуты) в пределах консоли \varnothing 25 АII, далее в балках-стенках \varnothing 40 АIII, наклонная (отгибы) \varnothing 36 класса АIII. [2] Расчеты выполнены на фактически действующие нагрузки для случаев опирания секции на две или три опоры из четырех, что возможно при неравномерных осадках опор. Результаты расчетов приведены в таблице.

Таблица

| Сечение | Нагрузки | | Прочность консолей на действие поперечной силы и момента | |
|---------|-----------------|--------------------|--|---|
| | момент Т.м. | поперечная сила Т. | Прочность наклонного сечения на действие поперечной силы с учетом работы бетона и поперечной арматуры Т. | Прочность наклонного сечения на действие момента с учетом работы продольной, поперечной арматуры и отгибов Т.м. |
| I | 3664* 2443** | 1328* | 1983 | 2917 |
| II | 5370* 3557** | 1328* | 1504 | 5040 |
| III | 5099* 3398** | 1328* | 1433 | 5130 |

* При условии опирания секции на две опоры.

** При условии опирания секции на три опоры.

Данные таблицы свидетельствуют о том, что прочность опорных консолей компенсаторных секций на действие поперечной силы обеспечена при опирании на три или даже на две опоры.

Прочность консоли на действие момента по наклонным сечениям обеспечена при опирании на три опоры. Таким образом; расчеты показали, что при опирании секций на три опоры прочность их обеспечена. Однако при неравномерных осадках здания ГАЭС или водоприемника и свайных фундаментов под качающи-

мися опорами можно представить положение секции, при котором она будет опираться на две диагонально расположенные опоры. В этом случае опорные консоли будут перегружены и по некоторым наклонным сечениям нормативная прочность консолей на действие момента не обеспечивается. Раскрытие трещин в наиболее нагруженной консоли приведет к перераспределению деформации секции и восстановлению исходного положения, при котором секция будет опираться на три или четыре опоры, что и наблюдается в натуре. [3]

На основе поверочных расчетов и расчетных исследований компенсаторных секций КС-18 трубопровода №5 и №6 методом конечных элементов было рекомендовано увеличить количество наклонной и вертикальной арматуры опорных консолей. После обследования компенсаторных секций, изучения проектных материалов и результатов расчетных и натуральных исследований, выполненных АО НИИЭС, экспертная комиссия специалистов АО НИИЭС и АО "Институт Гидропроект" подтвердила эти выводы.

Наклонные трещины имеются в углах консолей балок-стенок компенсаторных секций КС-0, расположенных у водоприемника. Однако трещины здесь имеют меньшее раскрытие, чем в секциях КС-18, расположенных у здания ГАЭС. Горизонтальные смещения водоприемника и отклонения фактических размеров балок-стенок от проектных привели к непроектному положению балок-стенок относительно свайных опор ОК-2 компенсаторных секций, а именно:

горизонтальные зазоры между всеми балками-стенками секций КС-0 и опорами ОК-2 меньше проектных и составляют от 0 до 210мм;

вертикальные зазоры между торцами балок-стенок секций и опорами ОК-2 меньше проектных и составляют от 0 до 140мм;

смещение оси верхнего шарнира качающейся опоры относительно оси нижнего составляет 45-80мм, что превышает проектные величины.

Таким образом, результаты натуральных и расчетных исследований свидетельствуют о том, что отдельные конструктивные элементы напорных трубопроводов находятся в неисправном состоянии, но работоспособны.

При общей оценке сооружений необходимо иметь ввиду, что верхний аккумулирующий бассейн, водоприемник и напорные трубопроводы размещаются на водоразделе и левобережном склоне р. Куньи. В их основании залегают моренные суглинки. На устойчивость склона на трассе трубопроводов

решающее влияние оказывают слой «зеленых глин», подстилающий моренную толщу, вследствие чего склон напорных трубопроводов является потенциально опасным с точки зрения оползневых процессов. Сопоставление критериальных значений смещения и его интенсивность с фактически наблюдаемыми с 1993 по 1998г. свидетельствуют о том, что смещения на оползневых участках не превышает предельно допустимых значений. Тем не менее оползневой характер склонов и существующая гидрогеологическая обстановка не позволяют полностью исключить возможность возобновления оползневых деформаций. Рост последних может быть спровоцирован увеличением нагрузки на склон возведением шестой нитки трубопровода, повышением уровня депрессионной кривой вследствие выхода из строя или ухудшения работы дренажных систем и др.

Для обеспечения дальнейшей безопасной эксплуатации напорных трубопроводов было рекомендовано:

выполнить усиление фундаментов секций 5 и 6 трубопровода №1 и рассмотреть вопрос о разработке дополнительных опор под балками-стенками с перегруженными опорными консолями;

во избежание коррозии арматуры и разрушения бетона опорных консолей секций КС-18 выполнить защитные покрытия их поверхностей;

учитывая ответственность сооружения, продолжить светодальномерные наблюдения за горизонтальными смещениями секций трубопровода и склона напорных трубопроводов по обратным отвесам.

ЛИТЕРАТУРА

1. Березинский С.А., Егоров А.В., Лашманова В.С., Томиниковский Н.А. Конструкция трубопроводов ГАЭС. // Гидротехническое строительство. 1985. №4.
2. СНиП 2.06.08-87. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. М.: ЦИТП Госстроя СССР. 1987.
3. Блинов И.Ф. Результаты контрольных наблюдений за напряженно-деформированным состоянием компенсаторных секций трубопроводов Загорской ГАЭС. // Сборник научных трудов Гидропроекта. 1993. Выпуск 152.
4. Блинов И.Ф., Черненко В.Н., Пересышко Л.Я., Иванущенко В.С. О предельно допустимых значениях показателей состояния сооружений Загорской ГАЭС. // Гидротехническое строительство. 1996. №4.

ОПЕРАТИВНЫЙ МОНИТОРИНГ АВАРИЙНЫХ СИТУАЦИЙ НА ГИДРОЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ ОБЪЕКТАХ С ПОМОЩЬЮ БИОЛОКАЦИИ

*Болтунов В.А., инженер (ОАО НИИЭС),
Болтунов В.В., (МГСУ)*

Разработка и практическая апробация биолокации как неразрушающего экспресс-метода дефектоскопии, качественной оценки фильтрационной прочности, а также обнаружения неоднородностей в теле грунтовых гидротехнических сооружений и их оснований, выполнены в ОАО НИИЭС, начиная с 1989 года на ряде гидротехнических объектов бывшего СССР, а также в рамках Государственной Программы «ЭБР» - «Экологическая безопасность России», полученной на конкурсной основе, что дало возможность изучить физический смысл биолокационного эффекта и установить его математический аппарат. Кроме того, изучены медико-биологические аспекты биолокации и рассмотрены вопросы и возможности массовой подготовки биооператоров для гидроэнергетических объектов из числа обслуживающего персонала [1-2, 4-8].

В порядке постановки проблемы в работе рассматриваются научные, технические и методологические предпосылки применения биолокации (биофизического профилирования как разновидности так называемой «малой геофизики»), ее применимость, разрешающую способность и экономическую эффективность как неразрушающего экспресс-метода качественной оценки состояния гидроэнергетических объектов, а также затрагиваются проблемы оценки возможности на ее базе создания мониторинга аварийных ситуаций на ГЕО.

В условиях остро развивающегося финансово-экономического кризиса в России становится весьма проблематичной возможность безусловного выполнения Федерального закона «О безопасности гидротехнических объектов» [5].

На многих гидроэнергетических объектах существенно превышены сроки безопасной их эксплуатации, что значительно увеличивает степень экологического риска в регионах, где они располагаются [6,7].

Систематическое отсутствие финансовых ассигнований на своевременное обследование состояний энергообъектов, делает актуальной проблему поиска оперативного и экономического мониторинга по оценке состояния энергообъектов. Цели и за-

дачи мониторинга достаточно полно изложены в трудах ОАО НИИЭС [6,7].

В свете требований, предъявляемых к мониторингу, целью данной статьи является краткое изложение физической сути биофизического профилирования, его месте в ряду методов контроля состояния ГЭО.

Исследование биолокационного эффекта началось в НИИЭС с 1992 года, когда на конкурсной основе была получена тема исследований «Разработать рекомендации по учету и контролю геопатогенных воздействий на человека и объекты окружающей среды» в рамках Федеральной Программы «Экологическая безопасность России».

В процессе работы над темой нами исследовать физическая сущность биолокационного эффекта, в результате чего установлена его электромагнитная природа, а также предложен математический аппарат, его описывающий (так называемая система Максвелловых уравнений) [1,2].

Биолокация рассматривалась нами как неразрушающий экспресс-метод дефектоскопии гидроэнергетических сооружений и их грунтовых оснований [1,2]. В своей сущности, биолокация представляет собой разновидность малой геофизики.

Нам удалось разработать на ряде объектов методику полевой биолокации, а метод получил название «биофизическое профилирование», суть которого в том, что биооператор по системе взаимопересекающихся маршрутов (на грунтовом массиве или при обследовании гидротехнического сооружения) выявляет аномалии, наносит инструментально их на топоплан, устанавливает природу этих аномалий и выдает рекомендации по ликвидации аномалий, которые могут быть порождены карстовой или техногенной полостью в природном или техногенном грунте, неоднородностью от присутствия некондиционного грунта и т.д. Регулярное, через определенные интервалы времени биофизическое профилирование позволяет проследить динамику развития того или иного негативного процесса в теле того или иного гидротехнического сооружения.

С помощью биолокации представляется реальная возможность оценки фильтрационной прочности и эксплуатационной надежности грунтовых гидротехнических сооружений-плотин, дамб обвалования, водоемов, хвосто-хранилищ, шламонакопителей, сплошность асфальтобетонных диафрагм плотин, очагов пучения в их теле, формирование путей фильтрации через плотины, обнаружение таликов и криопэгов и иных каналов по-

терь из водохранилищ, ореолов просачивания в грунте из ядовитых накопителей.

Апробация метода проходила на многих объектах, в системе Гидропроекта результаты закреплены актами и доложены на ряде конференций.

При выполнении работ по геотехконтролю на строительстве верхнего водоема Днестровской ГАЭС нами впервые изучен феномен геопатогенных зон (ГПЗ) как фактор природной обстановки геоландшафтов. Впервые нами изучены природные новообразования в ГПЗ, а сами ГПЗ выделены в качестве самостоятельного экзогенного геологического процесса и как новый объект инженерной геологии и экологии, ибо однозначно установлено, что ГПЗ отрицательного знака является ловушкой для положительно заряженных плазмоидов всех видов молний [1]. Попадая в канал ГПЗ, плазмоид молнии вызывает образование встречного заряда такой же мощности за счет ионизации субстрата вещества - стример, но уже отрицательного знака. Это явление достаточно хорошо изучено физикой твердого тела. При соприкосновении этих двух зарядов в грунтовой толще происходят два события - взрыв с выделением огромных энергий и температур, влекущих за собой образование большого числа электрохимических и электрокинетических эффектов, приводящих к образованию полостей взрыва, преобразованию начального грунтового субстрата, а в конечном счете, и к видоизменению грунтового массива [1,2,4].

Именно по этой причине рухнул 5-ти этажный заводской производственный корпус комбината «Оргстекло» в г. Дзержинске, этим же путем образованы карстовые полости в сарматских известняках основания ложа верхнего водоема Днестровской ГАЭС [2, 3].

Массированные атаки на грунтовой массив ложа верхнего водоема Днестровской ГАЭС и на тело дамбы обвалования верхнего водоема атмосферного электричества грозových фронтов создает беспрецедентную среду существования массива [1]. В случае же, если взрыва не происходит из-за недостаточной мощности молнии, то при соприкосновении стримера и плазмоида молнии происходит оплавления вещества грунта с образованием специфических новообразований кремниевого ряда, называемых «фульгуритами». Однако и в этом случае возникает масса электрокинетических, термодинамических и электрохимических эффектов, что также видоизменяет грунтовой массив.

В процессе инженерно-геологических изысканий под ложе верхнего водоема Каневской ГАЭС нам удалось с помощью биолокации оконтурить тела гляциодинамических текстур в грунтовом массиве, сложенном ледниковыми и флювиогляциальными отложениями. Сложно пересеченный рельеф, сложенный лессовидными грунтами, залегающими на отложениях ледникового комплекса, существенно затруднял выполнение буровых работ по густой сетке и здесь биолокация оказалась весьма эффективной и экономичной.

Резюмируя, следует отметить, что современная история существования и развития грунтового массива ложа ГЭС имеет решающее значение при решении вопросов, обеспечивающих экологическую безопасность ГЭС, расположенных в плотно заселенных регионах, какими являются районы строительства Днестровской и Каневской ГАЭС. Гора Жафено в переводе с румынского означает огненная из-за частого попадания в нее молний, но так как биолокация пока является единственным способом обнаружения ГПЗ, то становится очевидной правомочность постановки биолокационных исследований в аналогичных регионах.

Весьма корректные данные были получены при биофизическом профилировании быстротока на канале Баксан-Малко с целью установления безопасного расстояния для закладки строительного котлована МГЭС-3. Основные результаты заключаются в нижеследующем.

Продольным и поперечным биофизическим профилированием по быстротоку №3 установлены многолетние (с 1963 года) ореолы растекания воды в грунте за счет инфильтрации из канала, имеющие размеры в ширину (по обе стороны канала) от 30 до 60 метров и в длину (вдоль оси канала) от 60 до 230 метров с глубиной промачивания лессового грунта 12-15 метров.

Биолокацией вскрыта система «реликтовых» трещин в лессовом массиве, являющихся дренами инфильтрата из канала, имеющих сгущение на некоторых участках быстротока, Ширина раскрытия трещин 10-15 см.

Обнаружены зияющие полости - так называемый *лессовый карст* в мертвой зоне - зоне колебаний атмосферного давления и влаги в приатмосферной лессовой толще. Работы проводились в марте - апреле 1994 года, а при вскрытии и затоплении котлована для замачивания в 1996 году все полученные результаты были подтверждены Комплексной экспедицией №31 (КИЭ-31), что отражено в Техническом отчете о выполнении инженерно-геологической документа-

ции строительных выемок на объектах МГЭС-3 на канале Баксан-Малка в 1995 году. Следует отметить, что независимо от данных контрольного шурфа К-1, автор еще в 1993 году методом биолокации выделил ореол замачивания из быстротока. Замачиванию лесовидных пород этого участка способствовала, кроме этого, инфильтрация воды по системе несомкнутых просадочных трещин.

Неплохие результаты получены на применении биолокации в качестве неразрушающего экспресс-метода дефектоскопии карт готового глинистого экрана дна верхнего водоема Днестровской ГАЭС.

В качестве примера в таблице 1 дан мониторинг контроля качества сооружения глинистого противофильтрационного экрана дна верхнего водоема Днестровской ГАЭС с помощью биолокации, внедренный нами на строительстве Днестровского комплексного гидроузла.

На этом же гидроэнергетическом объекте нами апробирован оперативный и экономичный мониторинг по определению местонахождения путей сверхнормативной фильтрации из водохранилища в цементационной завесе левобережного примыкания каменнонабросной плотины Днестровской ГЭС, что позволило не только обнаружить пути фильтрации, но и оценить динамику их развития во времени. Экономический эффект от внедрения мониторинга представлен в таблице 2 (п.п. 12 - 13).

Установленные физический смысл биолокации и математический аппарат, его описывающий, позволили разработать методику профотбора, тестирования, а также методическое пособие по подготовке и самоподготовке биооператоров для гидротехнического строительства [в печати].

Главный вывод заключается в том, что метод воспроизводим, отсутствуют какие-либо препятствия для массового обучения биолокации как неразрушающему методу диагностики состояния гидротехнических сооружений из числа обслуживающего персонала.

Предлагаемая статья в нынешних условиях неудовлетворительного финансирования крупномасштабных исследований по оценке состояния гидротехнических энергетических объектов может представить практический интерес. Анализ состояния вопроса, а также опыт работы НИИЭС и МГСУ, приводят к заключению об эффективности применения биолокации в инженерной геологии и геоэкологии в следующих направлениях:

- инженерно-геологических изысканиях;
- геотехническом контроле;

неразрушающей дефектоскопии конструкций сооружений из различных материалов (грунтовых, железобетонных, металлических и других);

инженерном мониторинге застроенных территорий (образованных природно-технических систем «сооружение - геологическая среда»);

специальных инженерно-геоэкологических исследованиях, направленных на выявление геопатогенных зон на местности и в закрытых помещениях.

Примером весьма эффективного и оперативного инженерного мониторинга с помощью биолокации может также служить опыт применения ее на изысканиях по поиску возможных путей обходной фильтрации в береговых примыканиях бетонной плотины Подольского водохранилища (Пахринский бьеф).

Необходимость применения биолокации заключается в том, что за пределами исследуемого участка, не охваченного инженерно-геологическими изысканиями, но входящего в экологическое понятие «природно-техногенная система» (ПТС), имеются признаки существования достаточно крупных тектонических нарушений (2-го порядка) и определяющих их трещин, обнаруженных биолокацией в виде интенсивных линейных полосчатых аномалий, и отсутствием средств на проведение комплексных изысканий традиционными методами.

Здесь был осуществлен и рекомендован к дальнейшему применению инженерный мониторинг, включающий в себя периодическую, через определенные интервалы времени, биолокацию выявленных зон вероятного возникновения обходной фильтрации на обоих берегах водохранилища при его заполнении до проектных отметок (144.0 м) и эксплуатации с целью контроля и обеспечения нормального функционирования природно-техногенной системы (ПТС) «плотина - геологическая среда» и для оценки целесообразности дополнительного изучения этих зон другими геолого-геофизическими методами [8].

Таблица 1

| Тип участка | | I | |
|---|--|--------------------------|---|
| Наименование компонента | Основание | Экран | Сопряжение карт экрана |
| Характеристика компонента по элементам (ВТУ) | скальное, сплошное, тектонических разломов нет, карстовых и техногенных полостей нет | Согласно ВТУ 2-х слойный | Субгоризонтальные |
| Качество выполненных работ (ВТУ) | Качественно омоноличено | Уложен качественно | Качественно уложены уплотнены, не со-держат некондиционный исходный грунт |
| Наличие и полнота объема контрольной техдокументации | Зафиксировано + | + | + |
| Обеспеченность представительности опробования геотехконтролем и стройлабораторией (ВТУ) | + | + | + |
| Характеристика возможного скрытого дефекта | - | - | - |
| Интенсивность аномалии наведенного поля по результатам биолокации (лоза, рамка) | - | - | - |
| Конфигурац. Наведен. Поля в плане | - | - | - |
| Характеристика скрытого дефекта по результатам биолокации | - | - | - |
| Оценка качества отдельных компонентов | + | + | + |
| Совокупная оценка качества участка ложа В.В. | | + | |
| Заключение по сдаче в эксплуатацию | + | + | + |
| Рекомендации и мероприятия по улучшению качества участка | - | - | - |

| Тип участка | | II | |
|---|--|--------------------|--|
| Наименование компонента | Основание | Экран | Сопряжение карт экрана |
| Характеристика компонента по элементам (ВТУ) | Скальное, тектонических зон и разломов нет, карстовые и техногенные полости есть | По проекту | Субгоризонтальные |
| Качество выполненных работ (ВТУ) | Омоноличен качественно, полости и пустоты залечены и заделаны качественно | Уложен качественно | Качественно уплотнены, не содержат разнородный грунт |
| Наличие и полнота объема контрольной техдокументации | Зафиксировано + | + | + |
| Обеспеченность представител.н. опробования геотехконтролем и строительной (ВТУ) | + | + | + |
| Характеристика возможного скрытого дефекта | - | - | - |
| Интенсивность аномалии наведенного поля по результатам биолокации (лоза, рамка) | - | - | - |
| Конфигурац. наведен. поля в плане | - | - | - |
| Характеристика скрытого дефекта по результатам биолокации | - | - | - |
| Оценка качества отдельных компонентов | + | + | + |
| Совокупная оценка качества участка ложа В.В. | | + | |
| Заключ. по сдаче в эксплуатацию | + | + | + |
| Рекомендации и мероприятия по улучшению качества участка | - | - | - |

| Тип участка | | III | | |
|--|---|----------------------------|---|--|
| Наименование компонента | Основание | Экран | Сопражение карт экрана | |
| Характеристика компонента по элементам (ВТУ) | Скальное, имеются тектонические зоны и разломы, карстовые и техногенные полости | По проекту | Субгоризонтальные | |
| Качество выполненных работ (ВТУ) | Омоноличен качественно, полости и пустоты не залечены и незаделаны | Уложен качественно | + | |
| Наличие и полнота объема контрольной технической документации | Зафиксировано +++ | + | + | |
| Обеспечен представителем опробования геотехконтролем и строительной лабораторией (ВТУ) | + | + | + | |
| Характеристика возможного скрытого дефекта | Провал омоноличен. участ-ка в полость, фильтрация | Нарушен. Сплошности экрана | Нарушение сплошности, разуплотнение, проседание, фильтрация | |
| Интенсивность аномалии наведенного поля по результатам биолокации (лоза, рамка) | Интенсивная аномалия 120 - 180 градусов | - " - | - " - | |
| Конфигурац. наведен. поля в плане | Линейн., точечные замкнутой конфигурации | - " - | - " - | |
| Характерист. скрытого дефекта по результатам биолокации | Разлом, полость | - " - | - " - | |
| Оценка качества отдельных компонентов | +- - | - | - | |
| Совокупная оценка качества участка ложа В.В. | ? | | | |
| Заключ. по слаче в эксплуатацию | Заделка скрытых дефектов | | ? | |
| Рекомендации и мероприятия | - | - | Дополнит. работы по улучшению кач-ва | |

| Тип участка | | IV | | |
|---|---|---------------------------------------|--|--|
| Наименование компонента | Основание | Экран | Сопряжение карт экрана | |
| Характеристика компонента по элементам (ВТУ) | Скальное, имеются тектонические зоны и разломы, карстовые и техногенные полости | С отступлением от проекта | Субертикальные | |
| Качество выполненных работ (ВТУ) | Омоноличен качественно, полости и пустоты залечены и заделаны качественно | Уложен не качественно | Не качественно | |
| Наличие и полнота объема контрольной документации | Зафиксировано | - | Не зафиксировано | |
| Обеспечен. представителен. опробования геотехконтролем и строительной (ВТУ) | + + + | - | - | |
| Характеристика возможного скрытого дефекта | - - - | Неоднородный, недоуплотненный грунт | Недоуплотнения, разнородный грунт, водопроницающая поверхность | |
| Интенсивность аномалии наведенного поля по результатам биолокации (лоза, рамка) | - - - | Прерывистые аномалии 30 - 45 градусов | Аномалия 45 - 60 градусов | |
| Конфигурац. наведен. поля в плане | - - - | Замкнутые любой конфигурации | Линейная вольер контуров прилегающих карт, дискретная | |
| Характерист. скрытого дефекта по результатам биолокации | - - - | Некондиционный грунт в теле экрана | Некондиционное сопряжение карт | |
| Оценка кач-ва отшельн. компонентов | + + + | - | - | |
| Совокупная оценка качества участка ложа В.В. | | | | |
| Заключ. по слухе в эксплуатацию | + | ? | ? | |
| Рекомендации и мероприятия | - | Переделка | Переделка | |

| Тип участка | | V | | |
|---|---|---|--|--|
| Наименование компонента | Основание | Экран | Сопряжение карт экрана | |
| Характеристика компонента по элементам (ВТУ) | Скальное, имеются тектонические зоны и разломы, карстовые и техногенные полости | С отступлением от требований ВТУ | Субвертикальные | |
| Качество выполненных работ (ВТУ) | Не омоноличено, не залечены и заделаны | Уложен некачественно разнородн., неоднородный грунт | Не качественно | |
| Наличие и полнота объема контрольной документации | Зафиксировано не предъявление инж.-геол. Документации | - | Не зафиксировано | |
| Обеспечен. представительн. опробования геотехконтролем и строительной (ВТУ) | - | - | - | |
| Характеристика возможного скрытого дефекта | Провал грунта экрана, фильтрация | Провалы грунта внутри массива экрана | Недоуплотнения, разнородный грунт, водопроницающая поверхность | |
| Интенсивность аномалии наведенного поля по результатам биолокации (лоза, рамка) | Интенсивная аномалия до 180 градусов | Аномалия 30 – 45 градусов | Аномалия 45 – 60 градусов | |
| Конфигурац. наведен. поля в плане | Замкнутой конфигурации | Точечная, дискретная, замкнутая | Линейная вдоль контуров прилегающих карт, дискретная | |
| Характерист. скрытого дефекта по результатам биолокации | Разлом, полости | Некондиционный грунт в теле экрана | Некондиционное сопряжение карт | |
| Оценка качества отдельных компонентов | - | - | - | |
| Совокупная оценка качества | - | - | - | |
| Заключ. по слаче в эксплуатацию | ? | ? | ? | |
| Рекомендации и мероприятия | Заделка обн. Дефектов | Переделка | Переделка | |

Таблица 2

| Наименование объекта, место расположения, город | Год выполнения работ, сезон, год | Объект и краткое содержание работ, цель | Характеристики природного ландшафта, его особенности | Экономический эффект в руб. на год выполнения |
|--|----------------------------------|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| Сельхозинститут г. Усурийск | 04.11.1971, лето осень, зима | инженерно-геологические изыскания | заболоченная пойма р. Усури | 250 000 |
| Госуниверситет г. Тюмень комплекс зданий и сооружений | 06.10.1974, лето осень | инженерно-геологические изыскания | погребенные овраги глубиной до 40 м | 385 000 |
| Сельхозинститут г. Усурийск, дам-ба обвалования | 06.09.1976, лето - осень | инженерно-геологические изыскания | залесенная и заболоченная пойма р. Усури | 268 000 |
| Высокоширотная обсерватория Памир, абс. Отм. 3600-3800 | 06.09.1976, лето - осень | инженерно-геологические изыскания, картирование геологической структуры | высокогорье, сильно поресеченная, залесенная горная | 750 000 |
| Ливия, Тьбрук, объект 133258* | 1981 лето | инженерно-геологические изыскания на стадии ТЭО | сильно эродированная поверхность кровли известняков, перекрытая толщей песков | 45 600 инв. руб. |
| Ливия, Триполи объект 133259 объект 133260 | 1982 лето | инженерно-геологические изыскания на площадках комплексов | пустыня Сахара, покровные пески до 30 м, подстилаемые известняками | 140 000 инв. руб. 210 000 инв. руб. |
| Ливия, Триполи объект 133258, объект 133259 | 1982 лето | инженерно-геологические изыскания на площадках комплексов | пустыня Сахара, пески до 30 м | 15 500 инв. руб. |

* Выделенное серым цветом подтверждено геолого-геофизическими методами

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|---|-----------------------------|--|--|-------------------------|
| г. Приморск, Ленинградская обл. Морской полигон | 09.1984-03.1985, лето, зима | картирование дна Финского залива | толща воды, биолокация с плавсредствами, зимой - со льда | 486 000 |
| Сельхозинститут г. Усурийск | 1986, лето | поиск точек заложения сква-жин для водоснабжения | перепады рельефа, недоступность для буровой техники | 568 000 |
| г. Усурийск Приморская ТЭЦ | 1986, 12.08 - 22.08, лето | поиск трещин закола оползней | перепады рельефа, резкая смена литологии разностей грунтов | 2 500 000 |
| Урочище Сухая Щель, Абрау-Дюрсо | 1987, лето | инженерно-геологические изыскания | сильно пересечённая местность береговых морских склонов | 155 000 |
| Днепровская ГАЭС, верхний водоем ложе, основание | 1989 - 1992 круглый год | поиск техногенно-карстовых полостей в Сарматских известняках | толща покровных отложений до 28 м | 130 000 в ценах 1991 г. |
| Днепровская ГАЭС, противофильтрационный глинистый экран | 1989 - 1992 круглый год | контроль качества укладки тела экрана и сопряжений карт | однородная толща глин до 2,5 м, залетающая на Сарматских известняках | 86 000 в ценах 1991 г. |
| ГЭС - 3 на быстротоке Баксан - Малка, Кабардино - Балкар. | 1993, 03 - 04 | поиск ореолов фильтрации из канала, синтенилич. Трещин и полостей в лессах | лессовая толща до 30 м | 350 000 в ценах 1994 г. |
| НВАЭ - 2 г. Воронеж | 1993, 07 - 08 лето | поиск карстово-суффозионных полостей | покровные пески до 18 м | 145 000 в ценах 1994 г. |
| Верхне - Упинское водохранилище Тульская обл. | 1994, 07 - 08 лето | поиск возможных путей обходной фильтрации в бортовых прямых плотинах | перепады рельефа, работа с плавсредств на акватории | 265 000 000 |
| Польское водохранилище Пахринский бьеф | 1994, 07 - 09 лето | поиск дефектов грунтов толщии в береговых призмканных плотинах | перепады рельефа, резкие колебания толщии покровных отложений | 138 000 000 |

Экономический эффект от внедрения биолокации составил 138 миллионов рублей в ценах 1994 года, что позволило за счет этой экономии завершить бетонные работы по плотине и выполнить цементационную завесу в левобережном примыкании плотины (табл.2, п.17).

Резюмируя, следует подчеркнуть эффективность применения инженерной биолокации в комплексе с традиционными геологическими, гидрогеологическими, геофизическими и грунтоведческими методами, а получаемая высокая сходимость результатов биолокационной и геофизической разведки при инженерно-геологических исследованиях [3,5].

ЛИТЕРАТУРА

1. **Болтунов В.А.** Биолокация как метод интроскопии гидротехнических сооружений и их оснований. //Энергетическое строительство, 1994. № 10.

2. **Болтунов В.А.** Биофизическое профилирование гидротехнических сооружений. //Гидротехническое строительство 1995. № 10.

3. **Макаров В.И., Алешин А.С., Бабак В.И., Жигалин А.Д.** Геопатогенные зоны - новый объект инженерной геологии и экологии. //Труды межд. науч. конф. «Новые идеи в инженерной геологии». (5-7 февраля 1996 г.). М.: МГУ. 1996.

4. **Болтунов В.А., Дудлер И.В., Гранит Б.А., Болтунов В.В.** Биолокационные исследования в инженерной геологии. //Труды межд. науч. конф. Новые идеи в инженерной геологии. (17-18 сентября 1996 г.) М.: МГУ. 1996.

5. **Федеральный закон Российской Федерации «О безопасности гидротехнических сооружений.»** Принят Госдумой 23 июня 1997 года. //Гидротехническое строительство. 1997. № 212.

6. **Безопасность энергетических сооружений.** Научно-технический и сборник ОАО НИИЭС. 1998. Вып 1.

7. **Семенов И.В., Дмитриева И.Л., и др.** Мониторинг в системе обеспечения экологической безопасности гидроэнергетических объектов. //Гидротехническое строительство. 1998. № 6.

8. **Дудлер И.В.** Инженерно-геологическое управление природно-техногенными системами (ПТС). //Труды. Гидропроекта. М. 1993. Вып.158.

СОВРЕМЕННЫЕ ЭКОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОБЛЕМЫ ВОДОХРАНИЛИЩ (ПО МАТЕРИАЛАМ МЕЖДУНАРОДНЫХ КОНФЕРЕНЦИЙ)

*Дмитриева И.Л., кандидат хим.наук,
Гурьевич Т.Б., инженер(АО НИИЭС),
Лебедева И.П., кандидат геогр.наук (ИВП РАН)*

Поверхностные пресные воды - наиболее важный для жизнедеятельности человека и наиболее уязвимый со стороны этой деятельности компонент биосферы. Вопросы охраны и управления этими ресурсами относятся к глобальным проблемам нашего времени. При их изучении исследователи и специалисты-практики основное внимание уделяют экологии водохранилищ, имеющих существенное хозяйственное значение для многих регионов мира.

В статье анализируются современные экологические проблемы влияния водохранилищ на водную среду. Анализ дан по материалам последних крупных международных конференций, посвященных указанным вопросам, в работе которых принимали участие авторы:

III международной конференции по лимнологии водоемов и качеству воды (Чехия, Чешски Будеевицы, август 1997г. [1]);

международной конференции по эволюции европейских рек (Венгрия, Будапешт, апрель 1998г. [2]);

III международного конгресса «Вода: экология и технология» (Россия, Москва, май 1998г. [3]);

II международной конференции «Экологические проблемы бассейнов крупных рек» (Россия, Тольятти, сентябрь 1998г. [4]).

Круг вопросов, обсуждаемых научным сообществом по этой теме, охватывает многие аспекты: географические особенности водохранилищ, их пространственная неоднородность, математическое моделирование процессов формирования стока и качества воды, азотные и фосфорные циклы, эвтрофирование, связи в системе «вода-донные отложения», водохранилища как экосистемы, пищевые цепи, рыбохозяйственное использование, мониторинг, управление водоемом и водосбором, в т.ч. правовые и экономические вопросы, успешные программы по оздоровлению систем река - водохранилище, конкретные природоохранные мероприятия и т.д.

Остановимся на наиболее, на наш взгляд, актуальных вопросах. Согласно данным [1-4] у специалистов к настояще-

му времени сложились довольно четкие представления о влиянии гидротехнического строительства на экологическое состояние реки и ее водосборной площади. Создание водохранилища инициирует множество процессов трансформации водной среды и прибрежной территории в верхнем и нижнем бьефах гидроузлов.

Трансформируются гидрологические характеристики, происходит замедление водообмена, появляется переменный уровеньный режим, изменяется термический режим, затопляются почвы и растительность ложа водохранилища, формируются внутриводоемные процессы, отличные от речного типа. Изменение гидрологического режима меняет гидрохимические характеристики водной среды: усредняются, по сравнению с речными условиями, концентрации в воде многих компонентов, сглаживается их сезонная динамика; усиливаются процессы седиментации взвесей; в первые годы существования водоемов интенсивно идут процессы вымывания растворимых веществ из затопленного ложа; в донных отложениях верхнего бьефа наблюдается накопление соединений тяжелых металлов, некоторых биогенных и органических веществ, специфических загрязнителей, снижается их поступление в нижний бьеф; развивается эвтрофирование вод; активизируется биодegradация органических загрязняющих веществ и т.д.

Зарегулирование речного стока при строительстве гидроузлов, изменение гидрологического режима водных объектов оказывает сильное влияние на водные экосистемы. Происходит замена реофильных биоценозов на лимнофильные, обычно возрастает доля сине-зеленых водорослей в фитопланктоне, ракообразных - в зоопланктоне, моллюсков и хирономид - в бентосе, увеличивается видовое разнообразие высшей водной растительности. В рыбном стаде возрастает доля хищников и сорных видов. В большинстве случаев увеличивается рыбопродуктивность водохранилищ.

Эти закономерности подтверждаются данными многолетних комплексных исследований в водохранилищах Айтэйпу в Бразилии (Brunkow R.F. [1]), Вест-Поинт в США (Kennedy R.H. [1]), Маркали в Венгрии (Vorosl [1]), Волжско-Камского каскада в нашей стране (Минеева Н.М. [1], Авакян А.Б. [1,3,4], Бредовских В.Ф. [3], Кадукин А.И. [3], Бикбулатов Э.С. [4], Пырговьева М.В. [4] и др.), водоемах Загорской ГАЭС (Дмитриева И.Л. [1,2], Гурьевич Т.Б. [4]), водохранилищах Сибири (Васильев О.Ф. [1], Двуреченская С.Я. [1], Белоненко Г.В. [3] и

др.), Москворецкой системы (Лебедева Т.В. [4], Белова С.Л. [4]) и некоторых других объектах.

Среди большого числа процессов, протекающих в водохранилищах и обуславливающих формирование качества воды в них, наибольшую тревогу специалистов вызывают процессы изменения трофического статуса водоемов, превращений соединений тяжелых металлов и включение их в биотические цепи, накопление в водоемах техногенных загрязнителей, трудно поддающихся естественному биоразложению. К гидробиологическим процессам, имеющим тенденцию неблагоприятного развития в водоемах замедленного стока, относят цветение воды, зарастание водохранилищ, переформирование ихтиофауны с выпадением ценных видов, накопление в гидробионтах токсических веществ.

Так, наибольший интерес на конференциях [1,2] вызвали сообщения о влиянии гидроузла Габчиково на экологическое состояние р. Дунай и ее водосбора (Belli S.S., Ijjas I., Zotll H., Barth F.). С 1991 года действует Международная программа по изучению экологического состояния бассейна Дуная. С введением в 1992г. в строй гидроузла Габчиково проводятся комплексные наблюдения за изменениями в природной среде в зоне влияния объекта. По результатам наблюдений среди негативных последствий строительства исследователи выделили частичное осушение и начало деградации ветландов, активизацию переработки ложа и берегов, ухудшение качества воды в первые 2 года после наполнения водохранилища, рост азотной и фосфорной нагрузки в последующие годы, развитие зарастания, снижение биоразнообразия водной и прибрежной экосистем.

Некоторые авторы называют эти явления «экологической катастрофой в среднем течении Дуная» [1], другие [2] все же усматривают признаки стабилизации обстановки и обсуждают состав необходимых природоохранных мероприятий. Попыток разграничить экологические последствия собственно гидротехнического строительства и интенсивной хозяйственной деятельности на водосборной территории фактически не предпринималось.

Проблема тяжелых металлов в водохранилищах исследовалась в работах канадских специалистов (Kainz M., Lucotle M. [1]), нашего украинского коллеги Линника П.Н. [1], сотрудников МосводоканалНИИпроекта Кузьминой Н.П., Романовой Г.И. [3], Государственного центра водохозяйст-

венного мониторинга Баренбойм Г.М. [3] и др.

В отличие от работ констатирующего характера с большим интересом на конференции [2] было воспринято сообщение Гурьевич Т.Б. об экспериментальном изучении прочности закрепления тяжелых металлов в донных отложениях водохранилища ЗГАЭС, буферной емкости водоема в отношении данного вида загрязнения, оценке уровня накопления токсикантов в рыбе, обитающей в верхнем и нижнем бьефах ГАЭС. Отмечалось улучшение качества воды в водоемах станции и в нижнем бьефе по сравнению с речными условиями и, как следствие, восстановление видового разнообразия и рост численности рыбного стада.

Все чаще при изучении экологических характеристик водохранилищ исследователи прибегают к математическому моделированию различных процессов. Так, на конференции [1] была представлена серия докладов финских специалистов GETA Ltd., основным инструментом в исследовании которых была трехмерная модель водной среды и качества воды с дополнительными блоками «воздух» и «почва». Модель была применена более чем в 70 исследованиях, получена хорошая сходимость результатов расчетов с имеющимися полевыми наблюдениями.

Модель применялась для прогноза развития эвтрофирования в проектируемом водохранилище на севере Финляндии. Предварительная верификация на водоеме-аналоге показала близкое совпадение наблюдаемых и прогнозируемых концентраций в воде биогенов и хлорофилла, а также биомассы водорослей.

О моделировании системы трех водохранилищ, озера и прибрежной области моря в Северной Финляндии сообщалось в докладе Virtanen M. и др. [1]. Была разработана трехмерная численная модель для оценки циркуляции, качества воды и динамики донных отложений в водохранилищах. Соответствующие модели с меньшим вниманием к донной динамике были использованы для оценки речных участков, озера и прибрежной области моря, прилегающей к водохранилищам. Также был создан графический интерфейс пользователя для помощи неспециалистам при применении этих моделей для различных погодных периодов и экстремальных условий. Модель была использована для прогнозной оценки эффекта от водохранилища, подготовленного к наполнению. В результате был найден режим наполнения и регулирования, более предпочтительный по воздействию на окружающую

шую среду, чем предлагаемый в проекте ранее.

Использование численного моделирования в исследованиях по управлению качеством воды на примере водохранилища питьевого назначения было представлено в докладе Zacharias I. (Греция, [1]). Численная модель и методика аналитических расчетов были протестированы по показателям физических и химических процессов, происходящих в реальном водоеме. В большинстве случаев отмечалось хорошее соответствие теоретически предсказанных и экспериментально полученных данных. Были рассмотрены все виды социально-экономической деятельности на водосборе и все факторы, которые могут влиять на качество воды. В результате было подтверждено, что численное моделирование, основанное на общепринятых гидродинамических концепциях, вполне применимо для воспроизведения и прогноза наиболее важных характеристик качества воды в водохранилище.

Новый подход к математическому моделированию качества воды был представлен в работе специалистов из Турции (Karul S. и др. [1]). Рассматривая математические модели, как важный инструмент в управлении озерами и водохранилищами, эти авторы в тоже время подчеркнули, что сложная и динамичная природа водохранилищ ограничивает использование этих моделей по ряду причин: гидравлические условия водосборного бассейна очень варианты; природные характеристики, такие как температура, ветровое воздействие, солнечная радиация, случайны и изменчивы; экологические параметры внутриводоемных процессов трудно описать математически. Создание лимнологической модели для водохранилища требует решения большого количества дифференциальных уравнений одновременно. В качестве альтернативы к детерминистическому (общепринятому) монodelьному подходу предлагается метод «Neural Networks», основанный на аналогии с обучающейся способностью человеческого мозга и применимый для решений проблем, требующих скорее интуиции, чем предварительного четкого определения структуры системы. Для демонстрации использования возможностей «Neural Networks» как альтернативного и дополняющего метода к общепринятым подходам моделирования, был создан образец такой системы для оценки концентрации хлорофилла, общего азота, общего фосфора, температуры воды и прозрачности в глубоководном долинном водохранилище, как функций времени. Рас-

считанные величины хорошо коррелировали с натурными измеренными данными.

Результаты многолетних детальных наблюдений за водно-плотностным режимом Можайского водохранилища, проводимых кафедрой гидрологии МГУ, были представлены в докладе В.В. Пуклакова [1]. По данным модельных исследований автор установил 3 типа плотностной циркуляции для различных сезонов. Результаты расчетов были использованы для совершенствования математической модели тепло- и массообменных процессов в стратифицированных водохранилищах. Применение блока плотностных течений в этой модели позволяет вычислять вертикальное распределение минерализации в расчетных отсеках водохранилища с довольно высокой точностью.

Интересны результаты применения возможностей моделирования для оперативного прогнозирования и нормирования техногенных воздействий на водные объекты Пермской области (Гельфенбум И.В. и др. [3]), для определения состава водоохранного комплекса строящегося Подольского водохранилища [3], для прогноза гидрологических характеристик и качества воды ряда Волжских водохранилищ в условиях возрастающей антропогенной нагрузки [4].

Научное сообщество, работающее в области экологии водной среды, к настоящему времени четко осознало необходимость и возможность управления взаимодействием водохранилищ с окружающей средой на основе систем мониторинга с использованием ГИС-технологий, математического и экспериментального моделирования процессов, процедур ОВОС и экспертного анализа ситуаций. Методические разработки этого направления в нашей стране наиболее последовательно развиваются в Институте водных проблем РАН (Авакян А.Б, Венецианов Е.В., Кочарян А.Г., Лебедева И.П. [1,3,4]), Сибирском отделении РАН [1,3,4], ВодНИИинформпроекте

(Шашков С.Н., Левит-Гуревич Л.К. [3]), Институте экологии Волжского бассейна [4]. НИИЭС представил на конференциях анализ своего опыта организации комплексных исследований на водохранилищах ГЭС [1] и «Типовой проект экологического мониторинга взаимодействия гидроэнергетического объекта с окружающей и природной средой» [4]. Обсуждение наших докладов и материалов других исследователей показало, что неотложной задачей, вставшей перед экологами, взявшими за управление столь сложными системами, является разработка критериев экологической безопасности эксплуатации

водохранилищ. Лишь при наличии таких критериев возможен осмысленный выбор оптимальных систем управления, их полноценное функционирование.

Таким образом, анализ материалов 4-х представительных международных конференций по экологии водной среды показал, что к настоящему времени среди специалистов утвердилось представление о водохранилищах, как сложных техно-природных системах, нуждающихся в специальном изучении и управлении. При этом основное внимание должно быть уделено изучению процессов, имеющих тенденцию опасного развития, ведущих к ухудшению экологической обстановки в районах размещения водохранилищ, разработке критериев их экологически безопасной эксплуатации, методологии охраны и управления.

ЛИТЕРАТУРА

1. 3rd International conference of Reservoir Limnology and Water Quality. Abstracts: Ceske Budejovice, Czech Republic, August 11-15, 1997.
2. International Conference of European River Development. Proceedings. Budapest, Hungary, April 16-18, 1998.
3. Третий Международный конгресс «Вода: экология и технология». Тезисы докладов. Москва, Россия, май 26-30, 1998.
4. Вторая Международная конференция «Экологические проблемы бассейнов крупных рек». Тезисы докладов. Тольятти, Россия, сентябрь 14-18, 1998.

ПРОБЛЕМЫ ЗАЩИТЫ РЫБ НА ВОДОЗАБОРАХ ТЭС

Колпачков Ю.М., инженер (Волгоградский филиал АО НИИЭС)

Защита рыб от гибели на крупных энергетических водозаборах до настоящего времени остается сложнорешаемой проблемой для нашей отрасли.

Это связано с целым рядом причин, которые хотелось бы затронуть, но, пожалуй, первой из них является то, что эта проблема никогда не рассматривалась в ряду основных и на ее решение не выделялось достаточно средств.

Несмотря на это, в отрасли сформировалось несколько разнопрофильных научно-исследовательских и проектных подразделений, специалисты которых внесли большой вклад в становление рыбозащиты как прикладной науки (разработка терминологии, основ проектирования [1], разработали и внедрили несколько десятков конструкций рыбозащитных устройств (РЗУ)

и сооружений (РЗС), и подготовили основной нормативный документ для проектирования РЗС - СНиП 2.06.07-87 [2].

Вместе с тем, как справедливо отмечал еще в конце 70-х годов основоположник системного подхода к защите рыб на водозаборах Л.М. Нусенбаум [3], наблюдается значительный разрыв между обилием предлагаемых рыбозащитных конструкций и рекомендаций по их применению с тем малым количеством РЗС, которые построены, и их реальной эффективностью. Это и есть следствие того, что урезание финансирования на строительство РЗС, его низкое качество и недобросовестная эксплуатация сооружений привели к отсутствию достаточно эффективно работающих РЗС и сформировало негативное отношение к проблеме у руководителей ТЭС.

Нынешнее десятилетие так называемых экономических реформ обернулось для рыбозащиты дальнейшим сокращением проектирования РЗС и замораживанием их строительства, разобщенностью специалистов, отсутствием координации их работы по внедрению РЗС на отдельных ТЭС и возрастанием требований природоохранных органов к экологической безопасности работы водозаборов.

До недавнего времени основным нормативным документом по защите рыб промысловых видов от попадания и гибели в водозаборах был уже упомянутый СНиП 2.06.07-87, который требовал от каждого рыбозащитного устройства защиты не менее 70% рыб и их молоди размером более 12мм. Другими словами, любое рыбозащитное устройство (РЗУ) может при своей работе травмировать и (или) пропустить в водозабор не более 30% подходящих к нему рыб и их молоди.

Для водозаборов тепловых электростанций (ТЭС), которые отличаются круглогодичной работой и, как правило, большой производительностью, обеспечить выполнение этого требования было непростой задачей на всех этапах разработки и внедрения РЗС. Подтверждением является то, что ни одно РЗС, построенное на водозаборах отрасли, не достигает такой эффективности. В связи с основными причинами низкой эффективности РЗС, их можно разбить на следующие группы.

Первая группа - малоэффективные РЗС, которые разрабатывались проектными институтами без должного научного обоснования общей компоновки, основных параметров РЗС, определяющих взаимодействие защищаемой молоди с рабочими элементами РЗС, либо с отступлениями от этих параметров по экономическим соображениям. Это относится главным образом к

РЗС, построенным до середины 80-х годов.

Ярким примером РЗС первой группы является водо-воздушная завеса (ВВЗ) на Костромской ГРЭС, где проектировщики предполагали, что мощные восходящие течения в водо-воздушном факеле будут поднимать молодь рыб к поверхности потока, водоотбор будет происходить из придонных горизонтов, а гидроакустические колебания факела станут отпугивающим барьером для рыб и их молоди. Специальных модельных исследований сложных взаимодействий рыб с такими течениями воды не проводилось, экспериментировать видимо планировалось на самом объекте. В результате - очень низкая эффективность.

Вторая группа - малоэффективные РЗС, в которых ошибки, допущенные самими разработчиками, происходили от недостаточно полного представления об экологии объекта, защиты молоди рыб, особенностей ее миграции в водоеме, а иногда от незнания гидравлических закономерностей питания водозаборов из водотоков и водоемов.

Примером таких РЗС является наплавная забральная стенка из прорезиненной ткани на водозаборе Конаковской ГРЭС, где, несмотря на перекрытие поверхностных и средних горизонтов подходных течений, так и не удалось предотвратить попадания массово мигрирующей молоди в водозаборы, т.к. молодь основных обитателей водохранилища - судака, леща, плотвы совершает скат в средних и придонных горизонтах, тем более, что в условиях отсутствия плотностной стратификации в придонную щель подсасываются массы воды из средних и даже из поверхностных горизонтов, т.е. осуществить послойный водоотбор невозможно.

Третья группа - малоэффективные РЗС, построенные на неудачно скомпонованных водозаборах, когда общее расположение водозабора на водоеме таково, что отвести молодь рыб от РЗС нельзя или некуда.

Примером является Кармановская ГРЭС, водозабор которой расположен на озере в месте смыкания двух зон циркуляции и при его работе массы воды движутся к нему со всех сторон.

Четвертая группа - непостроенные РЗС, внедрение которых, по причине прекращения финансирования, было остановлено на разных стадиях: где-то есть только проект и закуплены материалы, где-то РЗС готово уже наполовину. Примерами могут служить Невинномысская ГРЭС, где построен рыбоотвод, но не смонтировано РЗС; Киришская ГРЭС, где демонтировано старое РЗУ в сеточных камерах, а разработка нового РЗС на

входе в подводящий канал остановилась на стадии проектирования; Новочеркасская ГРЭС, где разработка наплавной запани с водо-воздушной завесой на входе в подводящий канал остановилась на стадии проектирования.

И, наконец, пятая, самая малочисленная группа - РЗС, показавшие по данным их разработчиков достаточно высокую эффективность защиты рыб (50-70%) на стадии внедрения. Это, как правило, разработки конца 80-х начала 90-х годов:

устройства для вывода молоди рыб из сеточных камер насосных станций (Ставропольская ГРЭС);

рыбоконцентраторы с вертикальной сепарацией молоди рыб (Калининская ТЭЦ-3);

водо-воздушные завесы, дополненные запанями и гидроструями (Каширская ГРЭС и Шатурская ГРЭС).

Выполненный обзор позволяет сделать следующие выводы:

на водозаборах ТЭС нет достаточно эффективных РЗС;

нет достоверной информации ни о техническом состоянии РЗС, ни о положении дел с внедрением РЗС;

нет решений по реконструкции малоэффективных РЗС, проектированию новых, проведению ведомственных приемочных испытаний на вводимых в эксплуатацию.

На наш взгляд, такое положение сложилось в том числе и в результате перекалывания на дирекции ТЭС всей ответственности за отсутствие эффективной рыбозащиты, а вместе с ней и всех вопросов по внедрению РЗС, в большинстве из которых руководство ТЭС некомпетентно.

Чтобы выправить это положение, отрасли необходимо взять на себя очевидную функцию - проводить в решении этой проблемы свою техническую политику, и, прежде всего, осуществить координацию работ по внедрению РЗС, централизовать их финансирование через соответствующие департаменты РАО ЕЭС. Причем заказчиком первых этапов внедрения - натурных исследований влияния работы водозаборов на ихтиофауну водоемов (т.н. рыбоводно-биологических обоснований - РБО), разработки конструкций РЗС и их проектирования, проведение экспертизы проектов - должны быть департаменты. Дирекция ТЭС может принять на себя функции заказчика, получив уже прошедший экспертизу проект РЗС. С этой стадии внедрения именно она должна решать вопросы выбора строительной организации, контроля хода строительства, качества работ.

Для нас, разработчиков РЗС, очевидно, что сейчас первоочередной задачей является сбор информации о состоянии

РЗС на ТЭС, анализ и подготовка предложений по очередности внедрения РЗС в отрасли, которые в свою очередь, основывались бы на величинах наносимых водозабором ущербов (степени экологической опасности), стадии внедрения РЗС, обоснованностью их конструкции (ожидаемой эффективностью), величиной финансовых и материальных средств для проектирования, строительства и эксплуатации.

К этой практической работе нужно привлечь свои подразделения разработчиков РЗС, которые вынуждены решать эти проблемы для других отраслей. Например, Лаборатория надежности работы и экологической безопасности водозаборов (ЛН и ЭБВ) Волгоградского филиала НИИЭС могла бы разработать форму экологического паспорта водозабора, провести паспортизацию водозаборов отрасли, проводить обследования РЗС, выявлять техническое состояние и возможность реконструкции РЗС. Работу эту мог бы координировать Департамент стратегии развития и научно-технической политики (СР и НТП). Он мог бы создать ведомственную комиссию, которая осуществляла бы рассмотрение представляемых отраслевыми НИИ предложений и разработок, экспертизу проектов, координировала бы ход разработок и внедрения РЗС в отрасли.

Есть для комиссии и новые, выдвигаемые жизнью задачи: в 1996 году в новых Водном кодексе и Уголовном кодексе появился пакет статей, которые еще больше ужесточили ответственность за экологические преступления. Так, статья 257 УК РФ говорит об ответственности виновных в массовой гибели рыбы и других водных животных, уничтожении в значительных размерах кормовых запасов при эксплуатации водозаборных сооружений (т.е. фито-и зоопланктона, который крупными водозаборами выкачивается в больших размерах). Не приходится сомневаться, что требования органов рыбоохраны к работе водозаборов соответственно усилятся.

В связи с этими новыми требованиями еще более необходима координация усилий соответствующих техническим службам отрасли, специалистов НИИ и технических руководителей ТЭС. Со всей очевидностью встает задача противодействия некоторым выходящим за рамки реальности положениям нового закона. Необходимо напомнить органам рыбоохраны старую истину: закон может быть строг, но он должен быть разумен, только тогда он будет работать. Но кто это должен сделать? Очевидно, что сами водопользователи не могут оспорить необоснованность некоторых положений законодательства и требований природоохранных ор-

ганов, поскольку делать это нужно не в регионах, а в Москве, т.к. согласования РЗС для крупных водозаборов проводит ЦУРЭН, и заниматься этим должны специалисты.

Примером может служить история с Красноярской ГРЭС-2, которая для своего водозабора производительностью 35м³/с провела исследования РБО, затем заказала разработку ТЭО двух вариантов РЗС. Оба варианта оказались весьма дорогими и, как показывает практика, будут малоэффективны. Тогда Дирекция ГРЭС обратилась в ЦУРЭН с просьбой в порядке эксперимента разрешить им в качестве компенсационных мероприятий освоить разведение на своем действующем рыбоводном хозяйстве молоди наиболее ценных в регионе рыб (например, сибирского осетра) для передачи подросшей молоди Енисейрыбводу с целью зарыбления местных водоемов. ЦУРЭН, несмотря на поддержку Красноярской ГРЭС-2 Енисейрыбводом, не дало такого разрешения, ссылаясь на упомянутую статью 257 УК РФ. Возможно, это означает, что бывшего положения о системе компенсационных мероприятий для возмещения ущерба, наносимых ихтиофауне [4], уже не существует, а может быть просто в РАО ЕЭС пока нет служб, которые отстаивали бы интересы водопользователей и экономики для отрасли немалые средства.

Таким образом, помимо разработки и внедрения РЗС на водозаборах отрасли (там, где обоснована их необходимость и очевидна эффективность проведения рыбозащитных мероприятий) существует по меньшей мере три других направления решения этой природоохранной проблемы:

обоснование необходимости смягчения рыбоохранных требований и установления предельно допустимых уровней воздействия водозаборов на ихтиофауну;

обоснование необходимости разрешения компенсационного рыборазведения и зарыбления водоемов, для тех ТЭС, которые наносят ихтиофауне небольшие ущербы и готовы заниматься выращиванием молоди ценных промысловых видов рыб на своих рыбоводных хозяйствах;

проведение технических мероприятий по снижению водопотребления, например, переводу ТЭС с прямоточных схем охлаждения турбин на оборотные.

Для обсуждения и решения упомянутых и многих других накопившихся вопросов было бы целесообразно Департаменту СР и НТП подготовить и провести техническое совещание по вопросам внедрения рыбозащиты, на котором собрать технических руководи-

телей ТЭС и специалистов-разработчиков РЭС, которое могло бы стать отправной точкой нового этапа осмысленного и скоординированного продвижения в решении проблемы защиты рыб на водозаборах ТЭС.

ЛИТЕРАТУРА

1. Малеванчик Б.С., Никоноров И.В. Рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. М.: Легкая и пищевая промышленность. 1984.
2. СНиП 2.06.07-87. Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. М.: ЦИТП Госстроя СССР. 1987.
3. Нусенбаум Л.М. О выборе направления исследований и внедрения средств защиты рыб для водозаборов ТЭС и АЭС на водохранилищах комплексного назначения. Материалы конференций и совещаний по гидротехнике: Комплексное использование водохранилищ ГЭС и охрана окружающей среды.// ВНИИ гидротехники им. Б.Е. Веденеева. 1979.
4. Указания о порядке рассмотрения и согласования органами рыбоохраны намечаемых решений и проектной документации на строительство предприятий, зданий и сооружений (ОНД 1-86). Утверждено. приказом Минрыбхоза СССР от 22 сентября 1986г №506.

МЕЖДУНАРОДНЫЙ СИМПОЗИУМ ПО НОВЫМ ТЕНДЕНЦИЯМ И ОСНОВНЫМ НАПРАВЛЕНИЯМ В ОБЕСПЕЧЕНИИ БЕЗОПАСНОСТИ ПЛОТИН

Лашенов С.Я., кандидат техн. наук (РАО «ЕЭС России»)

На протяжении многих веков плотины на водотоках и создаваемые ими водохранилища служат человечеству, обеспечивая его жизненные потребности: снабжение населения и промышленность водой, ирригацию земель, выработку энергии, транспорт, рекреацию и т. д. Многие из указанных функций плотины по существу обеспечивают безопасность общества: предотвращение нехватки питьевой воды, спасение от голода при засухах, улучшение экологической обстановки благодаря использованию гидроэнергии вместо энергетических технологий, связанных со сжиганием топлива.

Во многих районах земли плотины служат важным элементом безопасности общества, предотвращая разрушительные естественные паводки за счет перераспределения стока воды в водохранилищах или защищая угрожаемые области от затопления.

Однако с другой стороны, возведение подпорных сооружений создает потенциальную опасность для населения и объектов, расположенных в их нижних бьефах, при разрушении плотин и возникновении искусственных паводков. История плотиностроения указывает на то, что прорывы плотин являются вполне реальными событиями, сопровождаемыми значительными человеческими жертвами и большим экономическим ущербом. Поэтому вопрос безопасности плотин всегда находится в центре внимания гидротехников.

Этот вопрос постоянно является одной из важнейших сфер деятельности Международной Комиссии по большим плотинам (ICOLD). Проблемы безопасности обсуждались на ряде конгрессов и симпозиумов Комиссии. Материалы, выпущенные подразделениями Комиссии, содержат сведения об авариях на плотинах и анализ их причин, рекомендации по обеспечению надежности конструкций и технологий строительства, методологию назначения вероятностных параметров естественных явлений, правила эксплуатации плотин и их мониторинга и т. д. Особо следует отметить внимание, уделяемое Комиссией рассмотрению национальных законодательных актов в области безопасности гидротехнических сооружений, правил и руководств в этой области. Можно полагать что усиленное внимание международного гидротехнического сообщества к вопросу безопасности плотин явилось одной из причин значительного снижения в последние десятилетия числа аварий на крупных плотинах. Вместе с тем ряд обстоятельств, таких как изменение климатических условий в ряде районов мира, увеличения плотности населения, размещение поселений и народохозяйственных объектов вблизи подпорных сооружений, старение плотин и их оборудования, не снижает актуальности проблемы безопасности плотин.

Одним из мероприятий ICOLD в рассматриваемой области явился Международный Симпозиум по новым тенденциям и основным направлениям в обеспечении безопасности плотин, состоявшийся 17-19 июля 1998 г. в Барселоне (Испания) в рамках IV Собрания Европейского Клуба Национальных Комитетов Международной Комиссии по большим плотинам. Симпозиум был организован Испанским Национальным комитетом по большим плотинам при поддержке ICOLD, Министерства по охране окружающей среды Испании, Национального Собрания и Правительства Каталонии и Школы гражданского строительства Барселоны.

На Симпозиум было представлено 207 докладов специалистов 35 стран (главным образом европейских).

Доклады, представленные на семинар, в основном, касались следующих тем:

1. Законодательство и руководства по безопасности плотин.
2. Конструктивная безопасность.
3. Гидрологическая безопасность.

В докладах по *первой* из названных тем приведены сведения о законодательных актах, правилах и руководствах, используемых в разных странах, анализ ситуации в данной области, а также опыт использования этих документов и предложения по формулировке новых или адаптации существующих правил. Проведено сравнение документов, принятых в разных европейских странах, и изучено соответствие построенных сооружений современным требованиям. Развитие концепции и методология использования Классификации плотин по степени их опасности (Dam Hazard Classification) и Планов действий при авариях (Emergency Actions Plans), а также методы и руководства Анализа прорыва плотин (Dam Breac Analysis) и опыт использования Анализа риска (Risk Analysis).

Доклады по *второй* теме относятся к проектированию бетонных плотин, подверженных статическим и динамическим нагрузкам, в том числе в условиях землетрясений. Особое внимание уделено свойствам бетонов и их старению, в частности, выщелачиванию. Рассмотрены вопросы проектирования и моделирования безопасных земляных плотин и их поведения при сейсме, аспекты дренажирования и осадок. Описаны также случаи аварий и восстановительных работ. Предметом ряда докладов является организация мониторинга плотин и новые технические решения и методы натуральных наблюдений.

Третья тема посвящена критериям и правилам назначения расчетных расходов, предсказанию паводков и методам регулирования стока, обеспечивающим срезку расходов сбрасываемой через плотины воды. Предложены системы краткосрочного прогноза паводков. Изучены вопросы рационального проектирования водосбросов и затворов. Рассмотрены случаи реконструкции водосбросов в связи с уточнением исходной гидрологической информации, старением плотин или несоответствием новым нормативным требованиям.

На Симпозиум представлены также доклады рабочих групп Европейского Клуба Национальных Комитетов ICOLD по вопросам, так или иначе связанным с безопасностью плотин. В действующие рабочие группы входят специалисты ряда европейских стран.

Число стран, представленных в группах, составляет от 7 до 16, причем в большинстве групп представлены Франция, Испания, Италия, Великобритания. К сожалению, российских специалистов не имеется ни в одной из рабочих групп. Рабочие группы рассматривают и обобщают информацию, поступившую в основном от ее участников.

Содержанием доклада рабочей группы *Паводки* явилось главным образом сопоставление подходов к назначению расчетных и поверочных паводков, существующих в разных странах, учету пропускной способности водосбросных сооружений при пропуске паводков, правилам эксплуатации водохранилищ в паводочных ситуациях, оценке надежности водосбросных сооружений различных типов в таких ситуациях. Отмечено наличие разных подходов к решению этих вопросов в различных странах и разной степени учета их регламентирования в официальных документах. Вместе с тем в процессе разработки новых правил и документов подходы к назначению гидрологической безопасности сближаются.

Группа *Взвешивающие давление под бетонными плотинами* в своем докладе сосредоточила внимание на следующих вопросах: наличие правил и методов оценки взвешивающего давления в нормативных и методологических документах в разных странах, анализ имеющихся результатов измерений взвешивающего давления, методы численного моделирования, ремонт и очистка дренажных систем.

В докладе группы *Плотины из послойно укатанного бетона* отмечается в принципе общий в разных странах подход к назначению технологии возведения плотин из послойно укатанного бетона. Обращено внимание на необходимость обеспечения соответствия между методами строительства и составом бетона, на достижение достаточного сцепления между слоями бетона. К настоящему времени в странах, представители которых входят в группу, сооружено 28 плотин из послойно укатанного бетона (7 во Франции и 21 в Испании). Опыт их эксплуатации оказался положительным при условии защиты в суровых условиях граней плотин от атмосферных воздействий. Отмечается, что большой объем исследований свойств послойно укатанного бетона выполнен специалистами Испании, Франции и Португалии.

По мнению группы *Внутренняя эрозия* возникновение внутренней эрозии в телах плотин является одной из наиболее серьезных угроз безопасности старых земляных плотин. Поло-

жение в данной области осложняется слабой изученностью соответствующих процессов. Внутренняя эрозия особо опасна для старых плотин, при сооружении которых не обращено должного внимания устройству надежных дренажей.

В докладе описаны характеристики механизма внутренней эрозии и произведена классификация различных случаев эрозии с указанием их причин. В докладе приведены сведения об авариях на земляных плотинах, связанных с внутренней эрозией, в частности на скандинавских плотинах из моренного материала.

В докладе группы *Геомембраны и другие противодиффузионные устройства* изложены материалы, касающиеся использования геосинтетических мембран в качестве противодиффузионных элементов. Сообщается, что геосинтетические мембраны, о чем свидетельствует опыт их широкого применения, являются эффективным и надежным противодиффузионным элементом, используемым при строительстве и ремонте как земляных, так и бетонных плотин. Приведены в табличной форме сведения о большом количестве таких мембран, использованных на европейских плотинах. Если на начальном этапе применения геосинтетических мембран основное внимание уделялось материалам, из которых они изготавливаются, то со временем было осознано, что не менее значительной проблемой является технология их создания. Рекомендуется проектирование геосинтетических мембран сочетать с проектированием дренажных систем. Наиболее часто используемыми материалами геосинтетических мембран в Европе являются поливинилхлоридная пленка, битум, геотекстиль, эластомеры.

Все доклады, представленные на Симпозиум, были опубликованы на английском языке в двух больших прекрасно оформленных томах (редактор L. Berga, издательство A.A. Balkema, Нидерланды) и переданы всем участникам Симпозиума при регистрации. В Симпозиуме приняли участие около 560 специалистов, что свидетельствует о большом интересе к тематике Симпозиума. Россия была представлена 15-ю участниками - сотрудниками Минтопэнерго РФ, РАО "ЕЭС России", АО НИИЭС, АО институт Гидропроект, ВНИИ Гидротехники, Института физики земли РАН.

Собрание Европейского Клуба Национальных Комитетов ICOLD открылось 17 июня совещанием европейских рабочих групп, за которым последовала специальная сессия (на

испанском языке) Современное состояние законодательства по плотинам в Испании.

Работа Симпозиума началась 18 июня вводной лекцией Президента ICOLD К.Нøег. Ввиду очень большого количества представленных докладов возможность для устного выступления была представлена только 50 участникам, среди которых - 2 российских специалиста.

Ознакомление с опытом плотиностроения в Испании, где в эксплуатации в настоящее время находится 1147 плотин и строится 37 больших плотин, было возможно при посещении арочной и гравитационной плотин из послойно укатанного бетона во время экскурсионного тура после завершения Симпозиума.

Состоявшийся в Барселоне Симпозиум явился одним из важных этапов международного сотрудничества в области обеспечения безопасности плотин.

Ниже приводятся обзоры докладов по вопросам, рассмотренным на Симпозиуме, составленные российскими участниками этого форума. Каждый из обзоров содержит перечень представленных материалов, с которыми можно ознакомиться в АО НИИЭС.

ЗАКОНОДАТЕЛЬСТВО И РУКОВОДСТВА ПО БЕЗОПАСНОСТИ ПЛОТИН

Иващенко И.Н., кандидат техн. наук (АО НИИЭС)

Материалы по данной теме посвящены рассмотрению четырех вопросов:

1. Особенности нормативного регулирования безопасности плотин в различных странах.
2. Принципы классификации плотин.
3. Анализ риска аварий и оценка безопасности эксплуатируемых плотин.
4. Планы противоаварийных мероприятий и системы предупреждения об авариях.

По первому вопросу представлено и опубликовано в трудах симпозиума [1-14, 21-24, 46] наибольшее количество сообщений - 19. Эффективность нормативного регулирования безопасности плотин подтверждена практикой и интерес к данной проблеме высок. Сообщения посвящены, главным образом, анализу нормативных и законодательных документов ведущих

стран Европы. Указанные документы разработаны на основе опыта эксплуатации современных плотин и введены в действие главным образом в последние 10 лет.

Анализ особенностей нормативного регулирования безопасности в 13 странах (Австрия, Франция, Германия, Италия, Нидерланды, Норвегия, Португалия, Румыния, Словения, Испания, Швеция, Швейцария, Англия) показывает следующее [59]. В этих странах эксплуатируются 4350 плотин, включенных в регистр ICOLD. Количество плотин в разных странах колеблется от 10 в Нидерландах до 1187 плотин в Испании. Около 500 плотин возведено во Франции, а также в Италии и в Англии, от 200 до 300 - в Германии, Норвегии, Румынии, Швеции, Швейцарии. Если отнести число плотин к площади стран или к количеству населения, то по этим показателям лидируют Испания, Швейцария, Австрия, Англия.

Средняя высота плотин (для плотин выше 10 метров) варьирует от 21 до 40 метров. В то же время в горных районах Австрии, Италии, Испании и Швейцарии имеется несколько плотин высотой более 200 метров. Большинство плотин построено современными методами на основе современных проектов. В то же время 50% плотин Англии эксплуатируется более 80 лет, а 10 испанских плотин построены более 1600 лет назад. Количество грунтовых плотин минимально в Норвегии (1%) и в Австрии (12%) и максимально в Нидерландах (100%) и в Англии (67%).

Указанные особенности плотиностроения в разных странах в значительной мере определяют уровень нормативного регулирования безопасности плотин, который зависит также от социального и административного устройства стран.

Могут быть отмечены следующие тенденции законодательного регулирования безопасности плотин, отчетливо проявившиеся в последнее время: 1) разработка и принятие новых и обновление ранее действующих нормативных правовых актов по безопасности плотин [1,2,4,6,8,10]; 2) усиление надзорных функций, осуществляемых специально уполномоченными государственными органами исполнительной власти [1,4,6,7,12], или, в случае федеративного государственного устройства [9], органами исполнительной власти субъектов федерации (в большинстве стран надзор за безопасностью плотин осуществляет государство); 3) применение двух форм организации надзора и контроля за состоянием плотин: *первая форма* - нормативы накладывают на собственника ответственность и основ-

ные обязанности по контролю за состоянием и обеспечением безопасности плотин, оставляя за государством контрольные функции в части соблюдения собственником общих норм организации эксплуатации и контроля [1,2,11]; *вторая форма* - государство организует еще один уровень инспекционного контроля, параллельный контролю, осуществляемому собственником или эксплуатирующей организацией [4,6,7,12,23]. В случае применения первой формы организации надзора (например, в Англии, Норвегии, Словакии) государство предъявляет определенные требования к квалификации инженеров и инженерных фирм, осуществляющих проектирование, строительство, эксплуатацию и оценку состояния и уровня безопасности плотин. Нормативные документы некоторых стран (например, Португалии, Швейцарии) требуют от собственника привлечения специалистов или экспертов для контроля состояния и оценки безопасности плотин.

Указанные тенденции законодательного регулирования безопасности плотин в полной мере реализованы в России принятием в 1997 году Федерального закона «О безопасности гидротехнических сооружений» [12,23].

В ряде стран (Германия, Италия, Норвегия, Россия, Китай и др.), наряду с законодательными актами, действуют обязательные правила или стандарты, детально регламентирующие требования к задаваемым при проектировании или реконструкции плотин воздействиям (в условиях нормальной эксплуатации, паводка, землетрясения), методам расчета, коэффициентам безопасности, а также регламентирующие требования к методам строительства. Однако в других случаях безопасности. При этом особенности, детали и обоснование применяемых методов должны быть четко изложены и обоснованы в проекте.

Принципы классификации плотин с той или иной степенью детализации рассмотрены в 10 представленных докладах [2,6,7,11,17,27-31,34]. При определении сферы действия законодательных и иных нормативных актов обычно используются такие характеристики, как высота плотин и объем водохранилища (табл.1).

В ряде стран (например, в Словении и Испании) используются критерии, сформулированные ICOLD при определении понятия «большие плотины» (к большим относятся плотины высотой более 15м, а также плотины высотой 10-15м при соблюдении одного из следующих условий: протяженность по

ребню - не менее 500м, объем водохранилища - не менее 1 млн.куб.м, максимальный паводковый расход - не менее 2000 куб.м/с, сложные условия в основании или необычный проект плотины). Кроме того, при классификации плотин может учитываться риск аварии плотины и связанный с ней материальный и социальный ущерб (Швеция, Франция, Испания, Швейцария). В то же время в некоторых странах (Нидерланды, Румыния) нет ограничений по каким-либо параметрам плотин, попадающих в сферу действия закона.

Таблица 1

| Страна | Показатель | Страна | Показатель |
|-----------|---|------------|--|
| Финляндия | $h \geq 3,0$ м. | Португалия | $h \geq 15,0$ м. или $V \geq 1$ млн. м ³ |
| Франция | $h \geq 20,0$ м и $V \geq 15$ млн. м ³ | Швеция | $h \geq 20,0$ м. или $V \geq 1$ млн. м ³ или мощность ≥ 20 МВт |
| Италия | $h \geq 15,0$ м и $V \geq 1$ млн. м ³ | Швейцария | $h \geq 10,0$ м или $h \geq 5,0$ м. и $V \geq 0,5$ млн. М ³ |
| Норвегия | $h \geq 4,0$ м. и $V \geq 0,5$ млн. м ³ | Англия | $V \geq 25\ 000$ м ³ |
| Австрия | $h \geq 30,0$ м или $V \geq 5$ млн. м ³ | | |

В России [12,23] в сферу действия Федерального закона «О безопасности гидротехнических сооружений» попадают любые гидротехнические сооружения, разрушения которых могут привести к возникновению чрезвычайной ситуации.

В нормативных документах ряда стран (например, Англии, Франции, Финляндии) меры по обеспечению безопасности плотин при проектировании, строительстве и эксплуатации регламентируются в зависимости от ответственности сооружений. При этом в зависимости от материальных, экономических и социальных последствий возможной аварии вводятся категории (классы) плотин. Аналогичный подход принят в нормативных документах России [13]. Сопоставление различных систем классификации плотин по ответственности приведено в табл.2 [31].

По мере совершенствования количественных методов оценки риска аварий все более четко проявляется тенденция к включению этих оценок в нормативные документы с целью классификации плотин по степени их ответственности и регламентации мероприятий по обеспечению безопасности плотин. В докладе [59]

отмечается указанная тенденция и прогнозируется ее развитие с соответствующей эволюцией нормативных документов. Следует подчеркнуть при этом важную роль формализованных оценок безопасности эксплуатируемых плотин для суждения о соответствии их уровня безопасности требованиям законодательных и иных нормативных документов.

Указание на применение количественных методов оценки риска плотин встречается в докладах [2,4,8,17,20,32,46-49,52]. В норвежских нормативных документах [2], ввод в действие которых намечен на 1999 год, прямо указывается на необходимость использования анализа риска при проектировании, обследовании эксплуатируемых плотин, в процессе оптимизации инженерных решений при реконструкции плотин, а также при составлении плана противоаварийных мероприятий. Аналогичный подход принят в новых нормативных документах Швеции [4], Финляндии [6], Нидерландов [49], Швейцарии [52].

Достаточно подробное изложение данного направления оценок риска с описанием процедуры разработки сценариев аварий, построения «деревьев событий» приведено в работах [46,47]. Методический подход к вероятностному направлению оценки риска наиболее полно изложен в докладе [48].

В то же время часто очень трудно, а порой и практически невозможно, достоверно представить исходную информацию о многообразных факторах безопасности в вероятностной или частотной форме. Указанные трудности связаны как с наличием большого числа чисто качественных факторов безопасности, так и с трудностью формирования достаточно представительных и однородных статистических выборок для количественных факторов безопасности.

Сказанным определяется необходимость разработки иных подходов к количественной оценке риска, основанных, в частности, на приведении количественных и качественных факторов безопасности к единой шкале на основе ранжирования факторов. Этот подход отражен в докладах [20,32]. В работе [20] представлено описание экспертной информационно-диагностической системы, осуществляющей оперативную количественную оценку состояния и уровня безопасности 70 больших плотин Югославии. Указанная система осуществляет оценку риска на основе «информационной технологии», включающей создание базы данных по всем 70 плотинам, базы знаний и «машины вывода». Система введена в действие в 1996-97 годах.

Таблица 2

Классификация плотин в зависимости от уровня риска, типа и размера ущерба или потерь

| Страна | Швеция | Норвегия | Финляндия | Испания | США (USBR) | Канада |
|------------------------------------|---|---|---|--|--|--|
| Количество классов | 4 | 3 | 4* | 3 | 3 | 4 |
| Тип ущерба или потеря | Жизни людей Инфраструктура Экология Имущество | Жизни людей | Жизни людей Санитария Экология Имущество | Жизни людей Сервис Имущество Экология | Жизни людей Экономика | Жизни людей Соц-ый ущерб Экономика Экология |
| Уровни риска для ущерба или потеря | Очевидный Значительный Заметный Незначительный | - | Очевидный Промежуточный Минимальный | - | -** | - |
| Оценка ущерба или потеря | Тип и размер хорошо определены | Оценка наличия затопленных домов (отсутствует более подробная спецификация) | Отсутствует спецификация | Тип и размер хорошо определены | Потери жизней определены хорошо. Определен тип, но не размер потери. | Определен тип, но не размер потери. |

* Финляндия имеет 3 класса для постоянных сооружений и 1 класс для временных плотин

** USBR определяет потери жизней как опасность для жизни, а не как вероятное число погибших.

Термин «риск» в работе [20] включает в себя все возможные неблагоприятные проявления, процессы и обстоятельства, которые, если их своевременно не предотвратить, могут вызвать аварию плотины и ущерб в нижнем бьефе. На основе статистического анализа аварий плотин определены следующие риски (R) или, применяя терминологию работы [32], «факторы безопасности»: А) Статическая и фильтрационная устойчивость тела плотины и ее основания. В) Состояние поверхностных водосбросов. С) Состояние тоннелей и аварийных водовыпусков. D) Устойчивость берегов и береговых примыканий. E) Состояние системы управления и эксплуатации водохранилища. F) Безопасность плотин, расположенных вверх по течению. G) Ошибки, допущенные при проектировании плотины. H) Соответствие критериев и требований, принятых при проектировании, требованиям современных нормативных документов. I) Состояние системы предупреждения в нижнем бьефе. Методика [20] включает оценку степени опасности по каждому из перечисленных факторов безопасности отдельно и последующую совместную оценку с учетом всех возможных «рисков».

Рассмотрение приведенного перечня факторов безопасности свидетельствует о том, что неполнота и неопределенность исходной информации - характерные и, в большинстве случаев, неизбежные особенности задачи оценки безопасности эксплуатируемых плотин. По этим признакам рассматриваемая задача может быть отнесена к области определения и применения теории нечетких множеств.

В рассматриваемом докладе принято разделение совокупности «опасностей», могущих привести к аварии плотины, на две группы: «косвенных» и «прямых» опасностей. Оценка «косвенных» опасностей осуществляется на основе оценки каждого фактора безопасности от А до I по параметрам P, характеризующим: доступность, качество, соответствие проекту и современным требованиям систем мониторинга (применительно к факторам А-D), доступности критериев безопасности, наличие необходимой информации по факторам E - I, доступность и качество анализа результатов мониторинга. На основе этих данных формируется матрица $R \times P$ (для факторов от А до I и оценок параметров от P1 до P10, выполняемых в форме ответов типа «да - нет») и осуществляется оценка «косвенной» опасности по формуле:

$$D_{ie} = \sum_{R=A}^{R=I} \sum_{P=1}^{P=10} I_{ie}(R, P), \quad (1)$$

где I_{ie} – элемент матрицы $R \times P$.

Аналогичным образом осуществляется оценка «прямых» опасностей. Уровень опасностей определяется сопоставлением количественных и качественных характеристик факторов А - I с их критериальными значениями. Указанные характеристики ранжируются (приводятся к одному масштабу) по качественной шкале, включающей диапазоны: D1 - «непосредственная опасность»; D2 - «предупреждение» (авария возможна даже без действия экстремальных внешних воздействий, таких, как паводок или землетрясение); D3 - «предупреждение» (авария возможна только в случае экстремальных воздействий); D4 - «сомнение» (в случае появления неблагоприятных факторов, не дающих, однако, возможности надежной оценки наличия «прямой» опасности). Ранжирование осуществляется на основе системы «продукционных правил», формулируемых экспертом (квалифицированным специалистом в области безопасности плотин) совместно с «инженером по знаниям» (квалифицированным специалистом в области искусственного интеллекта).

На основе полученных таким образом оценок формируется матрица $R \times D$ (для факторов от А до I и уровней опасности от D1 до D4) и осуществляется оценка «прямой» опасности аварии плотины по формуле:

$$D_{de} = \sum_{R=A}^{R=I} \sum_{D=D1}^{D=D4} I_{de}(R, D), \quad (2)$$

где I_{de} – элемент матрицы $R \times D$.

Нормированием величин D_{ie} и D_{de} они приводятся к единому масштабу с последующим анализом полученных результатов, а также с оценкой безопасности плотины в целом в соответствии с правилами, заложенными в экспертную систему.

Аналогичная в своих принципиальных положениях методика, основанная на использовании системы количественных и качественных факторов безопасности, их ранжировании, объединении в единую безразмерную величину - «уровень безопасности», применена [32] для оценки безопасности гидротехнических сооружений Можайского гидроузла. Более подробное описание этой методики

приведено в первом выпуске сборника «Безопасность энергетических сооружений», М., 1998 г.

Как следует из анализа представленных на симпозиум докладов, большинство стран, на территории которых эксплуатируется значительное количество плотин, регламентируют в своих законодательных и иных нормативных документах необходимость разработки и основные положения планов по предупреждению аварий плотин и ликвидации их последствий. Регламентируется также и необходимость создания систем предупреждения аварий плотин. Указанная тематика отражена в 8 докладах, представленных на симпозиум [18,19,27,28,34-37].

План противоаварийных мероприятий базируется на результатах анализа риска аварий (уровня безопасности эксплуатируемых плотин) и содержит перечень наиболее вероятных опасностей, наиболее вероятные для данной плотины сценарии аварий, а также основные индикаторы и критерии ее наступления. Наряду с этим в составе плана приводятся результаты расчета волны прорыва и возможных последствий аварии и на этой основе осуществляется зонирование территорий в нижнем бьефе.

Важным элементом плана является раздел «Организация противоаварийных работ и необходимые ресурсы». В этом разделе большое внимание уделяется вопросам управления штатными службами эксплуатации и специализированными аварийными подразделениями, а также организации их взаимодействия с централизованными службами по предупреждению чрезвычайных ситуаций и по борьбе с последствиями аварий. На всех стадиях «жизни» сооружения (нормальной эксплуатации, предаварийной и аварийной ситуации) планируются мероприятия, направленные на предотвращение или минимизацию ущерба. Серьезное внимание уделяется также информации населения, определению порядка функционирования и ввода в действие системы предупреждения. Кроме того, определяются людские и материальные ресурсы, необходимые для предупреждения и ликвидации последствий аварии.

Применительно к системе предупреждения основное внимание уделяется вопросам обеспечения надежности и безопасности системы и ее связи с центром, ответственным за общественную безопасность в зоне возможного распространения волны прорыва. Рассматриваются меры по предотвращению несанкционированного доступа к «аварийной кнопке», а также обеспечения работы системы как в автоматическом, так и в ручном режиме.

Тематика вопросов, представленных в данном обзоре, тесно связана с задачей расчета параметров волны прорыва. Данная проблематика достаточно широко представлена в зарубежных нормативных документах. Вопросы расчета волны прорыва относятся к теме «Гидрологическая безопасность», также представленной на симпозиуме. Однако и в рамках темы «Законодательство и руководства по безопасности плотин» в ряде докладов [28,38-45,53,56] рассмотрены вопросы численного моделирования процессов формирования волны прорыва, сопоставления различных моделей; представлены некоторые результаты физических экспериментов.

В докладах по теме обзора затронуты и другие смежные вопросы. Так, в ряде нормативных документов указывается на необходимость составления специального «*Тома по безопасности*» плотины [6,8,26]. «*Том*» включает паспортные данные, характеристику природных воздействий, описание общих мер безопасности, включая вопросы организации мониторинга и организации эксплуатации, а также содержит результаты анализа и оценки риска аварии и ее возможных последствий. Данный документ аналогичен по своему содержанию и назначению декларации безопасности, необходимость составления которой регламентирована Федеральным законом РФ «О безопасности гидротехнических сооружений».

В ряде докладов по теме представлены и другие смежные вопросы, касающиеся, в частности, роли в обеспечении безопасности практики применения компьютерных систем [20,29,30], вопросов экологической безопасности [57,58]. При рассмотрении проблем законодательного регулирования безопасности плотин в докладах, как правило, приводится (с той или иной степенью подробности) информация об авариях плотин [3,15,24,30,33,37,52-55].

Представленный обзор позволяет сделать некоторые общие выводы: 1) разработка современных законодательных и иных нормативных актов по безопасности плотин актуальна и интенсивно продолжается; 2) современная тенденция развития законов по безопасности плотин состоит в усилении роли государственного надзора, использовании современных методов оценки риска, стимулировании страхования риска ответственности за последствия аварий, как эффективного средства обеспечения безопасности; 3) уровень законодательного регулирования безопасности плотин в России в целом отвечает современным тенденциям, однако требуют развития вопросы оцен-

ки последствий аварий, разработки планов противоаварийных мероприятий и систем предупреждения, применения современных информационно-диагностических (в том числе экспертных) систем в сочетании с современными оперативными методами контроля состояния эксплуатируемых плотин

Перечень докладов, по теме:

1. А.К. Hughes & P. Kite. О законодательстве по водохранилищам в Великобритании: прошлое, настоящее и будущее. 2. T. Ljogodt. Безопасность плотин в изменчивой природной среде в соответствии с новыми норвежскими правилами и нормами по плотинам. 3. L. Hyden. Безопасность плотин и Закон об охране воды в Швеции. 4. U. Norstedt, R. Andersson, H. Eriksson, A. Lindh & L. Markland. Нормативы по безопасности плотин в Швеции. 5. A. Nilsson & U. Norstedt. Комментарии к главе по грунтовым плотинам в шведских нормах по безопасности плотин. 6. E. Loukola & T. Maijala. Новые нормативы по безопасности плотин в Финляндии. 7. Ye Li-qi & Zhang Qi-chen. О законодательстве по безопасности плотин в Китае. 8. R. Melbinger. Австрийский подход к безопасности плотин: сочетание правил и инженерной оценки. 9. K. Rettemeier & J. Kongeter. Обзор состояния дел по организации безопасности плотин в Германии в сравнении с другими европейскими странами. 10. J. Renner. Доклад по безопасности водохранилищ: основное содержание, применение и первые результаты. 11. D. Abaffy. Гарантия безопасности водохозяйственных объектов в Республике Словакия. 12. D. V. Radkevitch. Закон о безопасности гидротехнических сооружений в России. 13. E. N. Bellendir, T. F. Lipovetskaya, V. G. Radchenko & D. D. Sapegin. Российские нормативные документы по безопасности и надежности грунтовых плотин. 14. J. Martin & J. A. Rodriguez. Некоторые проблемы, связанные с применением законов по безопасности плотин в Испании. 15. M. R. de Celix, G. Zaragoza. Риск и безопасность. 16. St. Ionescu. Необходимость и принципы упорядоченной системы оценки безопасности существующих плотин. 17. S. Berntsson, J. E. Sandell & U. Wiberg. Об опыте, приобретенном в отношении оценки безопасности плотин, эксплуатируемых компанией Веттенфол. 18. G. A. Devoto. Система организации безопасности плотин в Аргентине: аварийный план действий в районе Комахуе, в качестве примера. 19. F. L. Giuliani & C. A. Yema. Безопасность плотин в районе Комахуе, Аргентина. 20. O. A. Markovic & C. Z. Lazic. Вклад в дело оценки безопасности плотин. 21. R. Maia & A. A. Ribeiro. Критерии безопасности плотин на межгосударственных реках: на примере рек на границе Португалии с Испанией. 22. R. Sanches. Безопасность плотин на межгосударственных реках: пример плотины Алькуева на р. Гвадиана в Португалии. 23. D. A. Ivashintsov, V. C. Serkov & A. G. Vasilvsky. Система надзора за безопасностью гидротехнических сооружений в России.

24. A.Veiga Pinto & E. Fortunate. Оценка состояния и безопасности каменно-набросных плотин в Португалии. 25. E.Broch, P.Cassano, P.G.Sembenelli, G.Tarbox & Chuanshao Zhao. Роль рабочей группы экспертов в повышении безопасности. 26. J.Llacer. Опыт по безопасности плотин в условиях аварийных ситуаций. 27. J.Penas, L.Berga, M. de Andres & J.Osuna. Классификация плотин по опасности ущерба и планы действий в аварийной ситуации в Испании. 28. E.Gimenez, R. Perez-Cecilia, F.del Campo & M.G.Manueco. Классификация государственных плотин в бассейне р.Дуэро, Испания. 29. J.Penas, M. De Andres & J.Osuna. Информационные системы для плотин и водохранилищ. 30. E.Calizza & R.Menga. Каталог и классификация итальянских плотин при использовании съемок с помощью искусственного спутника Земли. 31. M.Bartsch, A.Gustafsson & G.Johansson. Руководство по классификации плотин, обоснованной по последствиям, Швеция. 32. I.N.Ivashenko, W.Malakhanov & V.V.Tolstikov. Количественная оценка безопасности гидротехнических сооружений. 33. M.Lukac & D.Abaffy. О некоторых проблемах безопасности плотин в Словакии. 34. J.Muskatirovic. Система предупреждения и планы действий в аварийной ситуации - основы общественной безопасности. 35. H.Pougatsch, R.W.Muller & A.Kobelt. Концепция предупреждения аварий плотин в Швейцарии. 36. E.Blasco & E.Ortega. Планы действия в аварийных ситуациях в Северной Патагонии. 37. R.J.R.Cardia. План действий в аварийных ситуациях. 38. A. M. Ruud & G. H. Midttomme. Норвежские нормы по расчету прорыва плотин. От теории к практике. 39. L. Natale, F.Rossi & B. Sirangelo. Обзор исследований по прорыву плотин в Италии. 40. M.J.J. Piroton & A. G. H. Lejeune. Численное моделирование паводковой волны прорыва для плотин в Бельгии. 41. T.Viseu & R.Martins. Безопасность на небольших плотинах. 42. V.Zorraquino, P.Garcia & I.Villanueva. Чувствительность численных результатов расчета волны прорыва к выбору технических параметров. 43. P. Reiter, M. Huokuna, E. Loukola, J. Pyunu & Wang Liang Xian. Численная модель для воспроизведения разрушения грунтовых плотин под действием размыва. 44. G.Gjetvaj, K.Plantic & G.Loncar. Экспериментальное и численное моделирование прорыва плотин. 45. L.G.Castillo, O.de Cos, T.Duran & J.Gonzalez. Сопоставительные расчеты параметров волны прорыва. 46. T.Amdal. Норвежские нормативные документы по оценке риска плотин. 47. E. Funnemark, E. Odgaard, V.Nebdal Svendsen & T.Amdal. Анализ последствий прорыва плотин. 48. C. Oosthuizen & H. F.W.K. Elges. Расчет риска плотин в Южной Африке. 13-летний опыт. 49. A.B.Mendez & R.E.Jorissen. Стратегия защиты от паводка на основе оценки риска. 50. H.Kreuzer. Оценка погрешности (неточности) огибающей сдвига Бартон - Чубей (Barton-Chouby). Часть I. Погрешность параметров сдвига. 51. H.Kreuzer. Оценка

погрешности огибающей сдвига Бартон-Чубей. Часть II. Плавающий коэффициент безопасности. 52. G.Spiekerman & S. Hirschberg. Анализ риска гидроэнергетических сооружений. 53. A.Vogel. Классификация риска плотин. 54. E.S.Kalustian. Опасность разрушения плотин на скальных основаниях. 55. P.G.Sembenelli. Уроки, извлеченные из разрушения плотины Артик (Artik). 56. F.J.Dillet, V.Zorraquino & L.Villanueva. Неотложные действия, предпринимаемые на водохранилище Ля Каскада (La Cascada). 57. E.Nodal & M.Lacasa. Проект сооружений на р. Синка (Cinca). 58. M.B.Liska & J.Hummel. Гидроузел Габчиково на р. Дунай: безопасность окружающей среды и сооружений. 59. P.LeDellieu. Законодательство по безопасности плотин в некоторых европейских странах.

КОНСТРУКТИВНАЯ БЕЗОПАСНОСТЬ ПЛОТИН

*Радченко В.Г., кандидат техн. наук
(ОАО «ВНИИГ им. В.Е. Веденеева»), Щербина В.И.,
кандидат техн. наук (АО НИЭС)
(АО НИИЭС)*

Доклады по теме "Конструктивная безопасность плотин" в значительной степени относятся к проблематике безопасности бетонных плотин под воздействием статических и динамических нагрузок. Изложен опыт строительства бетонных плотин и первого наполнения созданных ими водохранилищ. Приведены данные по исследованию свойств бетона, изучению старения бетона в связи с развитием процессов химической диффузии. Приведены разные случаи обеспечения конструктивной безопасности бетонных плотин.

Современным методам расчета напряженно-деформированного состояния арок и гравитационных плотин посвящены доклады [1,2,4,5,7,23,24,32,35]. В [1] при выборе проекта арочно-гравитационной плотины дано обобщение по основным параметрам арок для 27 подобных плотин, построенных в Испании, дается сопоставление реальных и оптимальных параметров арки.

В докладе [5] приводятся расчетные модели, разработанные для оценки состояния арочной плотины Суарна. Одна из этих моделей использует теорию разрушения. Достаточно подробный анализ влияния различных сейсмических воздействий на напряженно-деформированное состояние плотины приводится в докладе [8].

Представляет интерес сопоставление эпюр напряжений и

24. A.Veiga Pinto & E. Fortunate. Оценка состояния и безопасности каменно-набросных плотин в Португалии. 25. E.Broch, P.Cassano, P.G.Sembenelli, G.Tarbox & Chuanshao Zhao. Роль рабочей группы экспертов в повышении безопасности. 26. J.Llacer. Опыт по безопасности плотин в условиях аварийных ситуаций. 27. J.Penas, L.Berga, M. de Andres & J.Osuna. Классификация плотин по опасности ущерба и планы действий в аварийной ситуации в Испании. 28. E.Gimenez, R. Perez-Cecilia, F.del Campo & M.G.Manueco. Классификация государственных плотин в бассейне р.Дуэро, Испания. 29. J.Penas, M. De Andres & J.Osuna. Информационные системы для плотин и водохранилищ. 30. E.Calizza & R.Menga. Каталог и классификация итальянских плотин при использовании съемок с помощью искусственного спутника Земли. 31. M.Bartsch, A.Gustafsson & G.Johansson. Руководство по классификации плотин, обоснованной по последствиям, Швеция. 32. I.N.Ivashenko, W.Malakhanov & V.V.Tolstikov. Количественная оценка безопасности гидротехнических сооружений. 33. M.Lukac & D.Abaffy. О некоторых проблемах безопасности плотин в Словакии. 34. J.Muskatirovic. Система предупреждения и планы действий в аварийной ситуации - основы общественной безопасности. 35. H.Pougatsch, R.W.Muller & A.Kobelt. Концепция предупреждения аварий плотин в Швейцарии. 36. E.Blasco & E.Ortega. Планы действия в аварийных ситуациях в Северной Патагонии. 37. R.J.R.Cardia. План действий в аварийных ситуациях. 38. A. M. Ruud & G. H. Midttomme. Норвежские нормы по расчету прорыва плотин. От теории к практике. 39. L. Natale, F.Rossi & B. Sirangelo. Обзор исследований по прорыву плотин в Италии. 40. M.J.J. Piroton & A. G. H. Lejeune. Численное моделирование паводковой волны прорыва для плотин в Бельгии. 41. T.Viseu & R.Martins. Безопасность на небольших плотинах. 42. V.Zorraquino, P.Garcia & I.Villanueva. Чувствительность численных результатов расчета волны прорыва к выбору технических параметров. 43. P. Reiter, M. Huokuna, E. Loukola, J. Pyyny & Wang Liang Xian. Численная модель для воспроизведения разрушения грунтовых плотин под действием размыва. 44. G.Gjetvaj, K.Plantic & G.Loncar. Экспериментальное и численное моделирование прорыва плотин. 45. L.G.Castillo, O.de Cos, T.Duran & J.Gonzalez. Сопоставительные расчеты параметров волны прорыва. 46. T.Amdal. Норвежские нормативные документы по оценке риска плотин. 47. E. Funnemark, E. Odgaard, V.Nebdal Svendsen & T.Amdal. Анализ последствий прорыва плотин. 48. C. Oosthuizen & H. F.W.K. Elges. Расчет риска плотин в Южной Африке. 13-летний опыт. 49. A.V.Mendez & R.E.Jorissen. Стратегия защиты от паводка на основе оценки риска. 50. H.Kreuzer. Оценка погрешности (неточности) огибающей сдвига Бартон - Чубей (Barton-Chouby). Часть I. Погрешность параметров сдвига. 51. H.Kreuzer. Оценка

погрешности огибающей сдвига Бартон-Чубей. Часть II. Плавающий коэффициент безопасности. 52. G.Spiekerman & S. Hirschberg. Анализ риска гидроэнергетических сооружений. 53. A.Vogel. Классификация риска плотин. 54. E.S.Kalustian. Опасность разрушения плотин на скальных основаниях. 55. P.G.Sembenelli. Уроки, извлеченные из разрушения плотины Артик (Artik). 56. F.J.Dillet, V.Zorraquino & L.Villanueva. Неотложные действия, предпринимаемые на водохранилище Ля Каскада (La Cascada). 57. E.Nodal & M.Lacasa. Проект сооружений на р. Синка (Sinca). 58. M.B.Liska & J.Hummel. Гидроузел Габчиково на р. Дунай: безопасность окружающей среды и сооружений. 59. P.LeDellieu. Законодательство по безопасности плотин в некоторых европейских странах.

КОНСТРУКТИВНАЯ БЕЗОПАСНОСТЬ ПЛОТИН

*Радченко В.Г., кандидат техн. наук
(ОАО «ВНИИГ им. В.Е. Веденеева»), Щербина В.И.,
кандидат техн. наук (АО НИЭС)
(АО НИЭС)*

Доклады по теме "Конструктивная безопасность плотин" в значительной степени относятся к проблематике безопасности бетонных плотин под воздействием статических и динамических нагрузок. Изложен опыт строительства бетонных плотин и первого наполнения созданных ими водохранилищ. Приведены данные по исследованию свойств бетона, изучению старения бетона в связи с развитием процессов химической диффузии. Приведены разные случаи обеспечения конструктивной безопасности бетонных плотин.

Современным методам расчета напряженно-деформированного состояния арочных и гравитационных плотин посвящены доклады [1,2,4,5,7,23,24,32,35]. В [1] при выборе проекта арочно-гравитационной плотины дано обобщение по основным параметрам арок для 27 подобных плотин, построенных в Испании, дается сопоставление реальных и оптимальных параметров арки.

В докладе [5] приводятся расчетные модели, разработанные для оценки состояния арочной плотины Суарна. Одна из этих моделей использует теорию разрушения. Достаточно подробный анализ влияния различных сейсмических воздействий на напряженно-деформированное состояние плотины приводится в докладе [8].

Представляет интерес сопоставление эпюр напряжений и

деформаций, полученных при расчетах на статические и сейсмические нагрузки по наружной (со стороны ВБ) и внутренней (со стороны НБ) граням арки.

Для плотины Шамбон [32] в результате выполненных расчетов сейсмостойкости получены зоны предельных напряжений для различных граничных условий для жесткого и гибкого оснований.

Некоторые результаты расчета арочной плотины Белезар приведены в докладе [35]. Там же приводятся результаты наблюдений за деформациями гребня плотины по обратным отвесам. Эти наблюдения в течение 25 лет фиксировали в основном сезонный характер деформаций. На основании анализа амплитуды деформаций разработаны их предельно допустимые значения по максимальным и минимальным величинам.

Поведение строительных швов бетонной гравитационной плотины при сейсмическом воздействии с магнитудой 7.2 показано в докладе [9]. Общие проблемы устойчивости и сейсмостойкости бетонных гравитационных плотин рассматриваются в докладах [3,6,13-16]. Особый интерес представляют полученные в натуральных условиях гидродинамические нагрузки на плотину [12].

Большое внимание в докладах уделено изменениям в поведении плотин после заполнения водохранилища. Так, установленные в теле арочной плотины тензометры [20] в зоне контакта с основанием после окончания возведения плотины показали рост растягивающих напряжений (со стороны нижнего бьефа). После наполнения водохранилища с низовой стороны наблюдался рост сжимающих напряжений, а со стороны верхнего бьефа - некоторое увеличение растягивающих напряжений в наиболее глубокой части плотины.

Очень интересные материалы приведены в докладе [21] в части поведения камежно-набросной плотины с ядром из глины после первого наполнения водохранилища. Большое количество приборов, установленных в ядре, позволило продемонстрировать динамику развития порового давления в нем, а также и формирование напряжений. Еще раз оказалось подтвержденным то, что формирование напряженного состояния плотины существенным образом определяется различием деформационных свойств грунта в разных зонах плотины и технологией его укладки.

Достаточно большая группа докладов рассматривала вопросы ремонта различных повреждений бетонных плотин: цементации трещин в массивной плотине [26], конструктивного ремонта та верха арочной плотины Динас, имевшей горизонтальную тре-

щину отрыва; [37], закрепление гравитационной плотины Понтабуланд к основанию активными анкерами [43], ремонта трещины в бетонной плотине [44] путем закачки синтетического материала, анкеровка пассивными анкерами левобережного устоя бетонной плотины с расширенными швами [45].

Во всех этих докладах рассматривались случаи конкретного ремонта поврежденных сооружений. Более широкий интерес может представлять опыт подводного ремонта шпонок бетонного покрытия в подводящем канале деривационного гидроузла (46).

Последние годы большой интерес вызывает проблема старения плотин. На конференции были представлены несколько докладов по этой проблеме: [29,33,36,38,39,41,42]. Как отметили авторы докладов, основными опасными факторами, обуславливающими неблагоприятные процессы в бетоне, в были: растягивающие напряжения в бетоне, щелочно-агрегатная реакция, выщелачивание извести, образование трещин в бетоне.

Обращает на себя внимание доклад [50], описывающий проект проходки дренажной галереи в основании арочно-гравитационной плотины. Эта галерея выполнялась проходческим щитом с верхних отметок береговых примыканий плотины и вдоль всего периметра контакта плотины с основанием. Подобная проходка на сооружении, эксплуатируемом с 1912 г., представляется весьма смелым решением.

Среди докладов, связанных с поведением каменно-набросных плотин, особый интерес представляли следующие доклады. Доклад, посвященный анализу осадок 39 плотин за период эксплуатации, составивший по этим плотинам от 10 до 50 лет. Безусловно, подобный фактический материал представляет большой интерес для сопоставительной оценки длительных осадок грунтовых плотин в зависимости от различных начальных условий (конструкции, материала, уплотнения и др.). Доклад [57] посвящен геотехническим проблемам, наблюдавшимся при возведении плотины Карамах. При строительстве плотины велись наблюдения за осадками основания и изменениями пьезометрических уровней в нем. Приведен очень интересный фактический материал. В докладе [59] рассмотрено поведение каменно-набросной плотины с железобетонным экраном при сейсмическом воздействии. Для различных сейсмических ускорений определен характер перемещений экрана по высоте плотины. Всегда чрезвычайный интерес для специалистов, занимающихся проектированием и исследованиями грунтовых плотин, представляет анализ разрушений сооружений.

Подобный опыт приведен в докладе [64], где рассмотрен вопрос обрушения откоса плотины Дичоу, входящей в состав ГАЭС, построенной в 1934-36 гг. Приведенные расчеты напряженно-деформированного состояния откоса плотины позволили определить зону пластических деформаций в откосе, соответствующую положению поверхности обрушения. В докладе [63] рассмотрены условия образования трещин на верховом и низовом откосах грунтовой плотины, построенной в Корее в 1984 г. На этой плотине велись наблюдения как за осадками, так и за порывым давлением в ядре. В результате анализа сформулированы основные причины образования трещин и оценена реальная опасность с точки зрения устойчивости сооружения.

Еще одна важная в механике грунтов проблема, связанная с определением давления грунта на водовод, проходящий в теле грунтовой плотины, рассмотрена в докладе [60]. На водоводе, имеющем трапециевидальное сечение, были установлены датчики давления грунта, которые позволили определить, что фактическое давление грунта на него ниже, чем суммарный вес грунта над ним примерно на 20%.

Последняя группа докладов этого раздела посвящена непосредственно мониторингу и системам по оценке безопасности сооружений.

В докладе [75] авторы сообщают о новой системе измерения температур в теле бетонной и грунтовых плотин и в основании канала с помощью световолоконной связи и лазера. Приводятся результаты измерений, проведенных на объекте, расположенном в 4 км от пункта измерения, где температура измерялась на двухсотпятидесятиметровом участке канала.

В докладе [76] предложен метод контроля дефектов грунтовых сооружений путем инъекции на широком фронте плотины газа (со стороны верхнего бьефа). Выход газа контролируется на низовой стороне, где и определяются зоны наибольшей проницаемости. Но этим методом, скорее всего, можно получить только качественную картину.

В докладе испанских геотехников [77] приводится пример использования для контроля влажности грунта в ядре электрического и электромагнитного метода. С помощью этих методов были получены продольные профили распределения влажности после окончания строительства и после заполнения водохранилища. В первом случае достаточно отчетливо видна неоднородность в распределении влажности в теле плотины. Безусловно, речь в этих опытах идет о получении осредненных ха-

ра характеристик грунта в относительно тонком ядре.

Об общей схеме мониторинга на плотине любого типа идет речь в докладе [81]. Здесь предложена общая схема автоматического мониторинга, использующая только дистанционные измерительные устройства. В этой системе предусматривается установление предельно-допустимых значений для показаний приборов, в результате чего система будет автоматически оценивать состояние сооружения. Подобная система, используемая на ряде Российских объектов, рассмотрена в докладе [82]. В этой системе помимо автоматического опроса приборов предусмотрен ручной ввод данных, полученных по неавтоматизированным приборам, а также данных визуальных осмотров и обследований. В докладе в качестве примера приведено использование этой системы на сооружениях гидроузла Рижской ГЭС (Латвия).

Пример системы мониторинга, где в качестве критериев используются данные, полученные на математических моделях, показан в докладе [83]. Здесь также приведена общая схема мониторинга и ее возможности.

Оценивая результаты прошедшего симпозиума и встречи европейских рабочих групп по проблемам безопасности плотин необходимо отметить их успешное проведение с привлечением большого числа участников из 35 стран Европы и мира. На симпозиуме были заслушаны и обсуждены доклады по исключительно актуальной на современном этапе развития гидротехники проблеме обеспечения безопасности плотин, включая вопросы как законодательной и нормативной базы по безопасности плотин, так и конкретные меры по обеспечению их конструктивной и гидротехнической безопасности.

Перечень докладов по теме:

1. A. Samartin, P. de la Fuente, L. F. Plaza, J. Penas. Эскизный проект симметричных арочно-гравитационных плотин. 2. R. Widmann. Напряжения и деформации в примыканиях высоких арочных плотин. 3. A. Salmonte. Последовательный подход к оценке напряжений вследствие фильтрации через бетонную плотину. 4. J. Noorzai, M. R. Zarrini. Моделирование арочной плотины с помощью метода конечных-бесконечных и контактных элементов. 5. B. Suarez, M. Cervera, J. M. Canet, J. M. Buil. Оценка безопасности арочной плотины Суарна (Suarna) с использованием нелинейной модели разрушения. 6. M. Leal, I. Hernandez, A. Alfaro. Влияние метода строительства на расчет термического состояния плотин из указанного бетона. 7. M. A. Fanelli, G. Giuseppetti. Рассмотрение математических моделей, описывающих нелинейно-динамическое поведение плотин. 8. G. Zenz, P. Obernhuber, E. Aigner. Оценка безопасности бетонных плотин при сейсмических

воздействиях. 9. V. Bickovski, V. Mircevska. Состояние трещин и устойчивость бетонной плотины при сейсмическом воздействии. 10. A. V. Oskoueï, A. A. Dumanoglu. Влияние кавитации на динамические характеристики бетонных гравитационных плотин. 11. V. B. Sudakov, A. N. Marchuk. Перспективные решения проблем сейсмостойкости гравитационных плотин. 12. W. E. Daniell, C. A. Taylor. Натурные испытания по оценке сейсмостойкости плотин и приплотинных водопроводящих сооружений. 13. P. Paultre, J. Proulx, C. Carbonneau, T. M. Phat, G. Darbre, E. Bourdarot. Динамические характеристики поведения бетонных плотин. 14. L. A. de Bejar, S. Garner. Расчет гравитационных плотин под действием гидростатического давления методом нелинейной механики скальных пород. 15. A. Soriano, F. I. Sanchez. Оценка безопасности бетонных плотин с точки зрения разрушения основания. 16. N. Vitharana. Возможный прогноз фильтрационных явлений в основании гидротехнических сооружений. 17. A. G. Vasilevckij, A. A. Kagan, N. F. Krivonogova. Надежность оснований строящихся плотин в зоне вечной мерзлоты. 18. A. N. Marchuk. Влияние геодинамики на безопасность высоконапорных плотин. 19. I. Jasarevic, M. S. Kovacevic, A. Cerić. Достижения при выборе профиля арочных плотин. 20. I. Lasaro, I. M. Gonzalez, I. V. Marin, R. Fernandez. Плотины Лас Коготас и Понтон Альто: первое заполнение. 21. A. Iurado, R. Fernandez. Опыт первого заполнения плотины Гвадалкасин (Quadalcazin). 22. M. Imani, I. - M. Regamey. Наблюдения и мониторинг при первом заполнении плотины Шахид Раджае (Таджан). 23. E. Bourdarot, I. P. Fabre. Переоценка поведения арочной плотины Ланукс (Lanoux). 24. I. C. Perezzan, L. E. Romera, S. Hernandez, R. del Hoyo. Расчет конструкции гравитационной плотины на сейсмические и температурные нагрузки. 25. I. M. Moro, A. Claramunt, M. Fereno, L. Berga, I. Fernandez, R. Fernandez. Моделирование и контроль строительных швов на арочной плотине Лоза дель Каваль. 26. M. N. Linsbauer. Контролируемая цементация трещин в массивном бетоне. Обоснованные аспекты механики трещинообразования. 27. F. Cathala, P. Meriaux, P. Royet. Подход к моделированию для сценариев старения плотин с использованием базы данных. 28. M. Guerreiro, M. R. de Celix, R. Fernandez. Физическая структура пор и дефектов в бетоне. 29. T. Ekstrom. Разрушение бетона плотин вследствие выщелачивания извести. 30. I. A. Mieza. Комплексные исследования поведения плотин Граус и Табескан. (Graus and Tabescan). 31. I. Casanova, C. M. Lopez, A. Aguado, L. Agullo. Микро- и мезомасштабное моделирование расширения бетонных плотин. 32. T. de Beauchamp, E. Bourdarot. Сейсмостойкость плотины Шамбон с мембраной. 33. R. del Hoyo. Старение плотин, вызванное растягивающими напряжениями в бетоне. 34. M. Lino, J. - L. Rizzoli. Конструктивная и гидрологическая безопасность плотины Паннесиер (Pannesciere). 35. L. E. Romera, S. Hernandez, R. del Hoyo. Конструктивная идентификация модели арки с линейными и нелинейными моделями материала. 36. R. Baumann, B. Otto,

K.M.Steiger. Влияние щелочно-агрегатной реакции (AAR) на безопасность старых плотин. 37.**A.Dodd, P.Mason.** Поддержание надежности плотины Динас, Уэльс. 38.**A.V.Karavaev, V.B.Sudakov.** Оценка надежности старых гравитационных плотин. 39.**K.G.Rathod, A.R.Iani, M.M.Iajal.** Контроль и оценка старения каменных гравитационных плотин. 40.**B.Reverchon.** Анализ и мероприятия, предпринимаемые для повышения безопасности плотины Ле Мессе, Франция. 41.**I.S.Fernandes, A.A.Grus.** Арочная плотина Кахора Басса (Cahora Bassa): предупреждение старения. 42.**G.Philis, A.Yziguel, P.Lignier.** Старение тонкой арочной плотины Пиней (Франция), расположенной в широкой долине. 43.**E.Person.** Упрочнение плотины Понтабуланд (Pontabouland) активными анкерами. 44.**V.Tucovic, S.Miljkovic.** Аварийная протечка воды на плотине Джердап 1. 45.**V.Letica, V.Bozic, M.Milosevic.** Восстановление левобережного устоя плотины Бажина Баста (Bajina Basta). 46.**I.Algora, L.Rios, B.Williams.** Подводный ремонт шпонок бетонного покрытия в подводном канале плотины Аликура. 47.**J.Secades, I.M.Campos.** Ремонт бетонных сооружений синтетическими материалами. 48.**S.Pinatel.** Цементация как средство решения проблемы суффозии на плотине Хербенс (Herbens). 49.**A.Marcello, M.Berra, N.Brizzo.** Инъектирование трещин эпоксидными составами на контрфорсной плотине Еужио (Eugio). 50.**C.Heitefuss, H.Ruhnke.** Проходка дренажной галереи на плотине Эннепе, Германия, с помощью проходческих комбайнов (ТВМ). 51.**F.Jagarzadeh, A.Yaghubi.** Поведение неоднородных каменнонабросных плотин в трехмерных динамических условиях на примере исследования конкретного случая. 52.**H.M.Lilja, M.Rother, O.T.Ravaska.** Изучение материала фильтра для проекта земляной плотины. 53.**M.Billstein.** Экспериментальное исследование фильтрации через слой плотно уложенных стеклянных шариков. 54.**P.Anthiniac, S.Bonelli, A.Carrene, O.Debordes.** Моделирование осадки при обводнении в каменнонабросных плотинах. 55.**F.Bonnaire.** Осадки каменнонабросных и земляных плотин в процессе эксплуатации. 56.**V.Mircevska, V.Bickovski.** Двухмерный нелинейный расчет динамических характеристик каменнонабросных плотин. 57.**C.Makinson, L.Spasic-Gril, I.G.Penman.** Геотехнические и сейсмические проблемы на этапах строительства грунтовой плотины и сейсмические проблемы на этапах строительства грунтовой плотины Карамех (Karameh). 58.**R.Jappelli, A.Musso, F.Federico.** Оценка безопасности грунтовых плотин с экраном. 59.**J.Noorzaci, V.Haqiqi, E.Mohammadian.** Поведение каменнонабросных плотин с бетонным экраном при сейсмических воздействиях. 60.**F.S.de O.Valdes, M.Lindon.** Давление грунта на водоводы, пройденные под грунтовыми плотинами. 61.**H.Rathmayer, I.Polla.** Финский код по безопасности плотин, предотвративший разрушение плотины Уля. 62.**M.Pavchich, V.G.Radchenko, A.V.Stulkevich, S.A.Tchugaeva.** Обеспечение устойчивости (бермы) в нижнем бьефе плотины Серебрянская-2. 63.**H.M.Shin, S.R.Ahn.** Оценка устойчивости каменнонабросной плотины с трещинами. 64.**J.M.Dluzewski, W.Hrabowski.** Аналитическое и численное исследование разрушения откоса плотины Дичоу. 65.**J.Luca, D.Teodorescu, A.Korbl.** Решение вопроса повышения условий безопасности земляной плотины Лугасу (Lugasu).

66.S.Hancu, E.Luca, N.Iorgulescu. Решение по защите дамбы шлако и золоотвала ТЭС Крайова П (Румыния). 67.V.Frankovic, V.Zarkovic, V.Juric. Безопасность земляных насыпных плотин гидроузла комплексного назначения Дубрава. 68.L.D.Schewe. Проблемы, возникающие при ремонте асфальто-бетонного экрана плотины Дхардап (Hardap), и их успешное решение. 69.J.Thanopoulos, I.Ticof. Проблемы эрозии в каменно-набросных плотинах с бетонным экраном в период строительства на примере плотины Мессочора (Messochora) 70.D.Mirtskhulava. Опыт применения принципов распознавания образов для оценки безопасности плотины Ингури. 71.L.C.Hattingh, C.Oosthuizen. Наблюдения за плотиной Гариеп (Gariep) с помощью сети опорных пунктов. 72.I.He, Z.Li. Математическая модель мониторинга безопасности плотины, разработанная на основе многочисленных пунктов наблюдений. 73.H.Lancon, D.Reith, M.H. Inchauspe. Дистанционный визуальный контроль за плотинами. 74.C.O.Maranon, I.M.R.Fonticiella, A.I.de la C.Blanco. Использование георадиолокационных установок для обнаружения неоднородностей в бетонном экране плотин. 75.M.Aufleger, J.Dornstadter, Th.Strobl. Новаторские системы мониторинга плотин. 76.W.Ernst. Мониторинг поврежденных сооружений плотин. 77.I.M.R.Fonticiella, C.O.Maranon, A.I.de la C.Blanco. Использование электрических и электромагнитных методов для контроля за влажностью ядер в земляных плотинах. 78.A.S.Pena, A.A.Torrejón, F.J.S.Caro. Роль мониторинга при оценке безопасности плотины Эль Атазар (El Atazar). 79.D.Stematiu, R.Sarghiuta, T. Bugnariu, A.Abdulamit. Значимость предсказанных пределов смещений при оценке безопасности арочной плотины. 80.G.Mazza, G.Giuseppeetti, G.Reggeri, P.Bonaldi. Комплексные системы мониторинга для переоценки сейсмостойкости существующих плотин. 81.E.K.Wagner, B.Kofler. Усовершенствованная автоматическая система мониторинга. 82.G.Y.Berdichevski, E.I.Vorontsov, B.D.Chumichov, V.I.Shcherbina, M.E.Rogal. Использование компьютерной информационно-диагностической системы мониторинга для оценки безопасного состояния сооружений гидроузлов. 83.C.Marco, M.Crevillen, C.Aviles, E.Saleta, D.Saleta, Z.Moreno. Совместное использование мониторинга и математических моделей для незамедлительной оценки безопасности плотины комплекса по защите бассейна Сегура (Segura). 84.W.Dobosz, W.M.Krakowski. Система мониторинга для плотин водохранилищ Чорсзтин-Нидриса и Сромовце Вицне (Czorsztyn-Niedrica and Sromowce Wyzhe). 85.D.Mirtskhulava, I.Noniev, E.Chachhiani. Автоматическая система мониторинга безопасности плотины Джинвали (Jinvali). 86.T.Roth, U.Marti. Старение КИА плотины.

ГИДРОЛОГИЧЕСКАЯ БЕЗОПАСНОСТЬ

*Асарин А.Е., доктор техн.наук (ОАО «Гидропроект»),
Прудовский А.М., кандидат техн. наук (АО НИИЭС)*

Материалы, представленные по данному вопросу Симпозиума, в целом отражают содержание соответствующей проблемы безопасности плотин. Решение данной проблемы для конкретного гидроузла должно обеспечить в первую очередь соответствие характеристик водосбросных сооружений экстремальным гидрологическим событиям, предотвратив разрушение напорного фронта и возникновение катастрофического прорывного паводка (dam break flood) в нижнем бьефе, гидравлическая оценка характеристик которого, вне зависимости от причин прорыва, также входит в эту проблему. Первой из основных задач является определение параметров расчетных паводков, являющихся исходными данными для выбора водосбросных сооружений, и правил пропуска паводков, их регулирования. Методы оценки расчетных паводков в настоящее время подвергаются существенной ревизии, что нашло отражение в представленных материалах.

Раздел *Гидрологическая безопасность* открывает доклад организатора и руководителя Семинара профессора Берги о новых тенденциях оценки гидрологической безопасности [1]. Автор отмечает, что 36% прорывов больших плотин (к этим плотинам, по определению ICOLD, относятся плотины высотой более 15 м или высотой более 10 м с водохранилищем, объем которого составляет более 100 млн.м³) произошли из-за перелива воды через гребень. Причиной большей части случаев перелива явилось занижение в проекте максимального расчетного расхода воды либо отказ затворов при пропуске высоких, а иногда и средних паводков. Характеризуя динамику развития подходов к нормированию максимальных проектных расходов воды, проф. Берга упомянул три последовательно применявшихся критерия выбора расчетного паводка. Первый основывался на общих соображениях, второй (современный) исходит из ущербов, особенно угрозы жизни человека, в нижнем бьефе гидроузла при его прорыве, третий (нарождающийся) базируется на анализе риска и, в частности, приемлемого социального риска.

Представляет интерес обобщенная автором структура выбора расчетных паводков, принятая в большинстве стран мира.

Национальные подходы к нормированию и оценке гидро-

логической безопасности плотин описаны в докладах [2, 3]. В норвежских методах, рекомендованных “Норвежской администрацией водных и энергетических ресурсов”, примечательно использование статистических данных как о самом паводковом стоке, так и о ливнях и интенсивности снеготаяния.

В докладе [3] со ссылкой на государственные “Указания по оценке паводковой надежности гидроузлов” приводится классификация гидроузлов по масштабу ущербов (чрезвычайно высокий - категория А, высокий - категория В и малый - категория С) при разрушении (прорыве) плотины. Нормируемая вероятность превышения паводка для четырех категорий подпорных сооружений показана в таблице 2.

Таблица 1

| Категория риска | Потери людей, N | Экономический, социальный и экологический ущерб | Расчетный паводок | Поверочный паводок |
|-----------------|-----------------|---|--|-------------------------------------|
| Высокая | $\geq N$ | Чрезвычайный | % от PMF ¹ или 0,1-0,02% | PMF или 0,02-0,01% |
| Значительная | 0-N | Значительный | % от PMF или 0,2-0,1%, или ERA ² | % от PMF или 0,10,02% или ERA |
| Низкая | 0 | Минимальный | 1% | 1-0, |

Несколько докладов испанских участников симпозиума [22,24,25] посвящены вопросам прогнозирования паводков (с использованием оперативной метеорологической информации, получаемой из автоматизированной сети с множеством пунктов наблюдений) в бассейнах рек Хукар, Эбро и Гвадалquivир и оперативному управлению их пропуском через многочисленные гидроузлы. В докладах приводятся количественные результаты срезки пиков паводков в 1996, 1997 и 1998гг., дается сопоставление фактических гидрографов с естественными (которые имели бы место при отсутствии гидроузлов и водохранилищ).

Вопросам противопаводкового управления каскадами гидроузлов Австрии и Испании посвящены доклады [30,31,32]. Примечательно применение своего рода диспетчерских графиков работы водохранилищ, связывающих сбросные расходы воды с уровнем

¹ PMF - Probable Maximum Flood - максимальный вероятный паводок

² ERA- Economic Risk Analysis

верхнего бьефа гидроузла в различные временные интервалы периода пропуска паводка.

Таблица 2

| Категория | | Критерии | Вероятность превышения, % |
|-----------|------------|---------------------------------|---------------------------|
| Ущерба | Плотины | | |
| А | I-II II | Угроза жизни десятков людей. | 0,01 |
| | | Нет угрозы жизни людей | 0,05 |
| В | III | Угроза жизни нескольких человек | 0,1 |
| | | Нет угрозы жизни людей | 0,5 |
| С | IV | Ущерб населению и хозяйству | 1,0 |
| | | Ущерб владельцу гидроузла | 2-5 |

Весьма интересен доклад [37] о пропуске высокого паводка через гидроузел Жирофт в период первоначального наполнения водохранилища.

Значительный интерес представляет доклад [5], излагающий указания по расчету отметки гребня плотины с учетом ветровой волны. Приведены расчетные значения скорости ветра (для территории Германии) при расположении водохранилища на отметках 200, 400, 600 и 800м над уровнем моря и коэффициенты, учитывающие длину разгона и продолжительность действия ветра. Дается вероятностная оценка возможности перелива (переплеска) волны через гребень 12 плотин, образующих водохранилища объемом от 0,3 до 75млн.м³.

Для российских гидрологов, мало посвященных в технологию расчета РМФ, значительный интерес представляет доклад [18]. В работе показаны значения максимального среднесуточного и мгновенного расходов различной вероятности превышения, полученные по 34-летнему ряду (с использованием распределения Жибра), а также дано описание процедуры максимизации осадков и паводка для получения значений РМР и РМФ. Максимальный расход РМФ оценен равным 250м³/с, что превышает расчетный максимум вероятностью превышения 0,01%, составляющий 181м³/с.

Реальность аварий, связанных с несоответствием принятой в проекте пропускной способности водосбросов стоку экстремального паводка, а также с состоянием водосбросов или с ошибочными действиями эксплуатационного персонала, очередная из всего опыта гидротехники, подтверждается и некоторыми данными, приведенными в материалах Симпозиума.

В докладе [34] описаны условия и последствия прохождения

катастрофического паводка, имевшего место в Канадской провинции Квебек в июле 1996г. В паводок произошел перелив через несколько гравитационных плотин слоем до 2м. Хотя бетонные плотины устояли, были прорваны земляные участки напорного фронта и береговые примыкания. Ущерб составил около 800 млн. канадских долларов, погибло 10 человек, разрушено 1700 домов и 900 коттеджей, 16 тыс. человек было эвакуировано. В качестве причин тяжелых последствий паводка указывается на несоответствие водосбросов современным требованиям, недостаточность сопротивляемость напорного фронта переливу, несвоевременность предупреждения о паводке и забивку водосбросных отверстий плавающим мусором.

Экстраординарные условия пропуска больших паводков через две бетонные плотины в Испании приведены в докладе [35]. В одном из случаев вследствие недостаточной предпаводковой сработки водохранилища по вине эксплуатационного персонала пришлось на пике паводка произвести сброс воды с расходом, существенно превышающим максимальный расход приточности, вызвав тяжелые условия в нижнем бьефе. В другом случае из-за технических осложнений затворы водосбросов не были открыты полностью, что вызвало перелив воды через гребень плотины, к счастью, не приведший к ее повреждению.

Ситуация сложившаяся при пропуске через плотину Жерофт (Иран) паводка с вероятностью превышения примерно 0,2% , последующего за многолетним маловодным периодом, при первом заполнении водохранилища, рассмотрена в докладе [37]. Особое внимание здесь обращено на необходимость взаимодействия эксплуатационного персонала и руководства различного уровня и необходимость следовать четким правилам пропуска паводка. Из-за стремления местных властей не допустить значительных сбросов воды в процессе заполнения водохранилища по условиям в нижнем бьефе имелась опасность переполнения водохранилища.

В некоторых докладах обращается внимание на повышение интереса к точности оценки пропускной способности водосбросов. В докладе [54] указывается на необходимость уточнения методики оценки пропускной способности водосбросов некоторых типов по сравнению с обычно используемыми методами Бюро Мелиорации и Корпуса военных инженеров США. В актуальности небольших уточнений зависимостей для оценки пропускной способности водосбросов можно усомниться, имея в виду относительно невысокую точность гидро-

логических данных и условность назначения расчетных расходов сброса воды. В докладе [47] демонстрируется возможность достаточно точного определения пропускной способности сложного поверхностного водосброса с использованием трехмерной численной модели. Однако для оценки одного режима при численном моделировании потребовалось 3 недели машинного времени мощной рабочей станции, что не дает преимуществ в данном случае численному моделированию перед физическим, для которого рассматриваемая задача весьма проста.

С точки зрения безопасности плотин весьма ответственным вопросом является предотвращение разрушения водосбросов при пропуске воды. В ряде докладов обращено внимание на защиту поверхностей водосбросов от кавитации и абразии. В докладах [40, 48] рассмотрены вопросы борьбы с кавитацией за счет аэрации потоков. В докладе [57] для защиты от кавитации и абразии предполагается использовать специальный бетон ALAG, имеющей серьезные преимущества перед другими защитными композициями. Одним из весьма серьезных преимуществ этой композиции является ее полное сцепление с основным бетоном. Приводится технология нанесения защитного слоя и его рекомендуемые параметры. Частные вопросы прочности элементов водосбросных сооружений, находящихся под воздействием стационарных и нестационарных гидродинамических воздействий, рассмотрены в докладах [8, 56].

Надежность конструкций гидромеханического оборудования водосбросов и оптимальные правила его эксплуатации в значительной степени определяют безопасность плотины, что нашло отражение в материалах Симпозиума.

Среди материалов Симпозиума имеется доклад представляющий собой извлечения из шведского руководства по затворам водосбросов и инструкций по их применению. Эти документы касаются затворов разных типов и разных вопросов их эксплуатации. Результаты исследования с целью обеспечения надежной фиксации клапанного плавучего затвора, устранения возможности его защемления при перемещениях и неконтролируемого падения изложены в докладе [43].

Вопросы надежности элементов привода затворов ограничиваются в материалах Симпозиума изучением прочности подъемных цепей Галля [7,9]. В соответствующих докладах указывается на несовершенство ранее используемой в Ирландии методики оценки прочности втулок цепей, что подтверждено результатами испытаний, а также устанавливается не-

существенность некоторых заводских дефектов втулок.

Результаты проектных проработок и гидравлических исследований водосбросов конкретных плотин, обеспечивающих соблюдение критериев их безопасности, приведены главным образом в докладах испанских инженеров. Полученные выводы относятся к надежным конструкциям водосбросов и устройствам нижнего бьефа, мерам защиты от кавитации, предотвращению разрушения склонов долины и т.д. Отмечается необходимость при проектировании больших плотин выполнения широкомасштабных лабораторных исследований. В числе рассмотренных объектов - арочная плотина Кассола [50] (основное внимание обращено на концентрацию сбросного потока в русле при отбросе воды носками), плотины из послойно укатанного бетона Риалб [51] и Валь [53], имеющие ступенчатый водослив, подвергшийся особо тщательному исследованию.

Имея в виду малую вероятность экстремальных паводков, экономически целесообразно часть водосбросов гидроузла рассматривать как аварийные, упрощенной конструкции, допускающие их частное разрушение с последующим восстановлением. В последние годы все большее истолкование находят водосбросы с так называемыми "плавкими" элементами (fuse plugs, fusegates). Это обстоятельство нашло отражение в докладах [13,45]. В докладе [46] сообщается о том, что при проектировании плотины в Иране было предложено для обеспечения возможности заполнения водохранилища при незавершенном строительстве плотины устройство на входе в водосбросной туннель тонкой бетонной стенки (fuseshell), которая при необходимости, в случае экстремального паводка, может быть подорвана заложенными в нее зарядами В.В.

Одной из конструкций аварийных водосбросов может быть переливная каменная наброска. Вопросам устойчивости камня на откосе при переливе посвящены доклады [10, 11]. Данные, содержащиеся в этих докладах, могут быть полезными при проектировании плавких вставок.

Большое внимание в материалах Симпозиума обращено на реконструкцию старых плотин. Необходимость реконструкции может определяться по крайней мере следующими обстоятельствами: 1) старением конструкций и их повреждениями, 2) несоответствием решений, принятых при строительстве плотин, современным требованиям безопасности, 3) уточнение гидрологических данных за период эксплуатации плотины. В европейских странах, имеющих большое количество плотин, экс-

платируемых длительное время (Англия, Франция, Испания), реконструкция плотин представляет собой важное направление гидротехники. Вследствие разрушений (в том числе и части основного водосброса) на плотине Аранос в Испании [39], а также уточнения величины расчетного расхода было решено соорудить новый туннельный водосброс. Уточнение расчетного расхода и ряд других обстоятельств привели к необходимости устройства нового водосброса плотины Мотц во Франции. При проектировании этого водосброса выполнен большой комплекс лабораторных и расчетных исследований. Недостаточность пропускной способности водосбросов, не удовлетворяющей гидрологическим данным, уточненным за время эксплуатации, установлена для плотины Яте в Новой Каледонии [2]. Однако было решено не реконструировать водосбросы, а назначить новые правила пропуска экстремальных паводков, обеспечивающие срезку максимальных расходов. При этом выполнены некоторые меры по усилению элементов конструкции плотины и модернизации дренажной системы, а также расширена система мониторинга.

Реконструкции подвергнута построенная в 1921 г. арочная плотина Монсалван (Франция) [44]. Причиной реконструкции явилось несоответствие принятых при ее строительстве решений современным требованиям и старение конструкций. Наряду с усилением некоторых элементов плотины была произведена реконструкция водосброса с установкой затворов Hydroplus (fusegate) высотой 5,05 м.

То обстоятельство, что реконструкция водосбросов старых плотин входит в практику гидротехники, требует разработки общих подходов и предложений, о чем свидетельствует доклад [55], посвященный перепроектированию водобойных колодцев.

Перечень докладов по теме

1. L. Berga Новые направления в оценке гидрологической безопасности. 2. L.-E. Petterson. Оценка паводков при проектировании плотин в Норвегии. 3. L. Machacek. Указания по определению паводковой надежности гидроузлов в Чешской Республике. 4. St. Ionescu Характерные особенности плотин и водосбросов, связанные с паводковой опасностью. 5. H. Martin & R. Pohl. Новые аспекты назначения превышения гребня плотины над уровнем воды в водохранилище. 6. S. Lagerholm. Шведские руководства по безопасности плотин (RIDAS) в части эксплуатации затворов водосбросов. 7. J. J. Roche and J. H. Bulloch. Новые типовые испытания при оценке качества оборудования затворов. 8. O. D. Rubin & S. E. Lisichkin. Безопасность плотин со

стале-железобетонными напорными водоводами большого диаметра 9. J. H. Bulloch, A. G. Callagy, P. J. Bernard & J. J. Roche. Трещины на поверхности втулок подъемных цепей затворов. - Оценка пригодности. 10. M. A. Toledo. Безопасность каменнонабросных плотин, подверженных переливу. 11. B. Westrich & A. Rathgeb. Гидродинамические нагрузки и устойчивость каменно-набросных водосливов. 12. R. Lorez. Оптимальное проектирование земляных перемычек. 13. F. Lemprière. Стоимостные аспекты противопаводковых плотин. 14. B. Saurer. Установки для аккумуляции паводков в Штирии, Австрия: состояние вопроса - эксплуатация, безопасность. 15. H. Garros-Berthet. Метод годо-станций и подход Ломбарди к оценке расчетных паводков. 16. L. Ardiles, T. Estela & M. Menendez. Методика определения повторяемости расчетных расходов водосбросов в Испании. 17. M. J. J. Piroton. Физически обоснованный подход к прогнозу гидрографа притока к водохранилищам. 18. J. -L. Boillat & J. Dubois. Применение метода РМР-РМФ в проекте гидроузла Матмарк. 19. V. Solana & A. Solana. Вероятностный подход при использовании энтропии для моделирования региональных паводков. 20. M. Sundby, M. Sassner, J. Östberg, J. Hansson & A. Lärke. Определение расчетного паводкового расхода водосброса на р. Давалвен в Швеции. 21. C. -O. Brandesten, M. Engström & P. Lindström. Уточнение степени гидрологической надежности гидроузла Садважаур в северной Швеции. 22. F. Cabezas & J. Yagüe. Применение автоматической системы гидрологической информации (S.A.I.H.) для регулирования паводков водохранилищами. 23. Z. Pei. Гидрологический прогноз и безопасность плотин. 24. E. Velasco. Система прогнозирования паводков в Испании. 25. C. Ferrer, G. Cobos & R. Martinez. Регулирование паводкового стока в гидрографической сети р. Эбро. 26. L. Pérez, J. A. Hinojal, M. Arenillas & R. Martinez. Применение системы оценки содержания воды в снеге для управления зимними затоплениями. 27. J. Sauga & A. Argüelles. Регулирование паводков водохранилищами в бассейне р. Гвадалквивир. 28. A. Asarin. Регулирование высоких половодий каскадом гидроузлов. 29. Z. Obušković & B. Stisović. Математическая гидравлическая модель для управления водохранилищем. 30. H. Gaisbauer & H. Keller. Правила управления паводковым стоком альпийского каскада гидроузлов. 31. J. Gras, P. García & R. Rollán. Регулирование паводков водохранилищами-ФПУ и процедура управления. 32. L. Perez, G. Marin, J. Gras & M. Mareca. Правила управления водохранилищами в бассейне р. Тагус. 33. L. Garrote. Модель управления затворами при пропуске паводков. 34. P. Léger, R. Tinawi & R. Larivière. Безопасность гравитационных плотин и водосбросов при экстремальных паводках. 35. R. del Hoyo. Опыт управления водосбросом. 36. T. Adamczyk, T. Reszka & J. Wenciewicz. Гидроузел Добжиче на р. Раба в высокий паводок в июле 1997г. 37. M. Rashidi, S. H. Valeh & W. Indermaur. Экстремальный паводок при начальном наполнении водохранилища Жирофт в Иране. 38. K. M. Loh & F. S. Lai. Противопаводковый эффект гидроузлов Муда, Педу и Ахдинг в Малайзии. 39. E. Cifres. Новый водосброс каменно-

набросной плотины высотой 105м для повышения уровня гидрологической и геотехнической безопасности - Плотина Аренос, Испания. 40. L.Mouvet & E.Cifres. Сравнение результатов теоретических и экспериментальных исследований потребности аэрации потока с расходом $1600\text{м}^3/\text{с}$ в туннельном водосбросе плотины Аренос, Испания. 41. P.Brun & P.Carlioz. Плотина Метц: Полное исследование нового водосброса. 42. M.Salembier. Гидрологическая и конструктивная надежность гидроузла Ятэ. 43. J.L.Uceda & H.J.Morlans. Фиксация плавкового затвора водослива плотины Транквера. 44. D.Golliard, R.Bremen & S.Chevalier. Реконструкция плотины Монсальвенс. 45. V.P.Kupriyanov, M.E.Lounatsi, A.M.Proudovsky & V.B.Rodionov. Некоторые вопросы применения "плавких" элементов для пропуска экстремальных паводков. 46. K.Emami. Плавкая оболочка: Новинка в области безопасности плотин. 47. M.Cederström, B.Dargahi, L.Hammer, N.Johansson & J.Rundqvist. Использование метода вычислительной динамики жидкости (CFD) для определения пропускной способности водослива. Сравнение данных физического и численного моделирования. 48. R.Gutierrez. Аэрация безнапорного водовода - Вопросы проектирования и применения программы расчета некоторых конструкций. 49. G.Heigerth, E.Kresnik, H.Knoblauch & T.Dum. Гидравлические лабораторные исследования для проверки безопасности регулирующего водохранилища. 50. R.Lopez, M.Alonso Franco & A.Botia. Проектирование носков для отброса воды на малых реках: Плотина Касасолаю 51. M/Zuero & F.J.Hijos. Плотина Риалб: Некоторые проектные критерии безопасности. 52. R.J.Lafuente & M.Zuero. Водосбросная система плотины Итоис. 53. N.Alonso, M.A.Bermúdez, V.Elviro & M.Zuero. Плотина Валь: Гидравлические критерии проектирования и исследования на гидравлической модели. 54. Riera & J.A.Moñino. Точное измерение больших расходов. Пересмотр критериев, применяемых к водосбросам плотин. 55. Т.Р.Прогогова. Гидравлические вопросы перепроектирования водобойных колодцев. 56. V.P.Kupriyanov, A.M.Proudovsky, V.B.Rodionov & Y.P.Voinov. Оценка безопасности раздельных стенок, подверженных гидродинамическим нагрузкам в областях диссипации энергии. 57. J.-L.Cabiron & S.Lavigne. Сопrotивляемость гидравлической абразии и кавитации бетона ALAG, используемого в сооружениях плотин.

ТЕХНИЧЕСКИЕ СРЕДСТВА ДИАГНОСТИКИ СОСТОЯНИЯ ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

(На правах рекламы)

Отдел технических средств и диагностики сооружений АО НИИЭС осуществляет разработку и производство специализированных технических средств диагностики энергети-

ческих сооружений, включая датчики, вторичную измерительную аппаратуру и системы автоматизированного сбора измерительной информации. АО НИИЭС (ранее - НИС Гидропроекта) ведет работы в этом направлении с 1949 года и является единственным в России разработчиком и производителем указанных технических средств.

В настоящее время НИИЭС предлагает потребителям следующие датчики (измерительные преобразователи струнного типа - СИП):

преобразователь линейных перемещений ПЛПС, предназначенный для измерения взаимных смещений конструктивных элементов сооружений в следующих диапазонах: 0....3, 0....10, 0....20, 0....40, 0....160 и 0....320мм;

преобразователь линейных перемещений компенсированный ПЛПСК, предназначенный для измерения прямыми и обратными отвесами отклонений от вертикали в диапазоне 0....10мм;

преобразователь уровня жидкости ПУЖС, предназначенный для измерения осадок сооружений в системе гидростатического нивелирования в диапазонах: 0....32, 0....64, 0....130 и 0....250мм;

преобразователь давления ПДС, предназначенный для измерения гидростатического давления воды в сооружениях и основаниях в диапазонах: 0....0,3, 0....1,0 и 0....3,0МПа;

преобразователь порового давления ПДС-П, предназначенный для измерения гидростатического порового давления в элементах плотин и их оснований в диапазонах: 0....0,3, 0....1,0 и 0....3,0МПа;

преобразователь давления прецизионный ПДСП, предназначенный для точного измерения гидростатического давления воды в диапазонах: 0....0,1, 0....0,2 и 0....0,4МПа;

преобразователь температуры прецизионный ПТСП, предназначенный для точного измерения температуры воды в фильтрационном потоке в диапазонах: -1....+9 и +9....+19°C;

преобразователь силы арматурный ПСАС, предназначенный для измерения растягивающих сил в арматуре железобетонных конструкций в диапазонах: 0....0,12; 0....0,24 и 0....0,36МН;

преобразователь силы арматурный ПСАС-Т, предназначенный для измерения растягивающих сил в арматуре железобетонных конструкций при температуре окружающей среды до 120°C в диапазонах: 0....0,12, 0....0,24 и 0....0,36МН;

преобразователь снимающих усилий ПСПА, предназначенный для измерения сил натяжения арматурного пучка в преднапряженных строительных конструкциях в диапазонах: 0....1,6 и 0....50МН;

преобразователь напряжений грунта ПНГС, предназначенный для измерения нормальных напряжений в грунте в диапазонах: 0....0,3, 0....1,0 и 0....3,0МПа;

преобразователь линейных деформаций ПЛДС, предназначенный для измерения относительных линейных деформаций сжатия и растяжения на поверхности и в теле бетона, а также на поверхности металлоконструкций в диапазоне 0,001....+0,001;

преобразователь температуры ПТС, предназначенный для измерения температуры в энергетических сооружениях в диапазоне -20....+60°С.

Все вышеперечисленные СИП содержат струнный измерительный преобразовательный элемент, обеспечивающий надежную и стабильную работу преобразователя без промежуточных проверок в течении 14-16 лет.

Указанные СИП входят в группу однородной продукции «Преобразователи измерительные струнные для объектов энергетики», закрепленную за РАО «ЕЭС России» кодами ОКП.

Внешний вид некоторых из предлагаемых приборов показан на цветной вклейке настоящего сборника.

Содержание

| | |
|--|-----------|
| <i>Кудрявый В.В.</i> О научном обеспечении безопасной эксплуатации энергетических сооружений | 3 |
| <i>Кучеров Ю.Н.</i> Об обеспечении безопасной эксплуатации тепловых электростанций. | 9 17 |
| <i>Орлов А.В.</i> Страхование гидротехнических сооружений | 25 |
| <i>Мгалобелов Ю.Б.</i> Об оценке безопасности гидротехнических сооружений | 32 37 |
| <i>Иващенко И.Н.</i> Об опыте декларирования безопасности гидротехнических сооружений | 44 |
| <i>Калустьян Э.С.</i> Риски отказов бетонных плотин | 55 |
| <i>Беллендир Е.Н., Сольский С.В., Пантелеев В.Г., Никитина Н.Я.</i> Анализ риска и декларирование безопасности золошлакоотвалов | 62 |
| <i>Авдотьев В.П., Самсонов К.П.</i> Оценка экономического ущерба от чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера: методологический аспект | 67 |
| <i>Асарин А.Е., Бестужева К.Н.</i> О перебоях энергоотдачи гидроэлектростанций и страховании от энергетического дефицита | 79 |
| <i>Прудовский А.М.</i> Образование прорана при прорыве земляной плотины | 89 100 |
| <i>Войнов Ю.П., Куприянов В.П., Родионов В.Б.</i> Реконструкция водосброса ГЭС Карун | 109 |
| <i>Лунаци М.Э., Онопченко Г.Ф., Родионов В.Б.</i> Затворы системы «Гидроплюс» как фактор повышения безопасности и экономичности гидроузлов | 120 |
| <i>Усачев И.Н.</i> Безопасность эксплуатации приливных электростанций | 129 |
| <i>Белостоцкий А.М.</i> Универсальный программный комплекс СТАДИО для статических и динамических расчетов пространственных комбинированных систем. Основные возможности и перспективы развития | 140 |
| <i>Ильин Ю.А., Рубин О.Д.</i> Обеспечение безопасной эксплуатации помещений АЭС | 148 |
| <i>Бронштейн В.И., Грошев М.Е.</i> Некоторые аспекты численного моделирования реакции строительных конструкций тепловых электростанций на землетрясения | 156 |
| <i>Школьников С.Я.</i> Сопоставление методов оценки разрушения стен помещений безопасности АЭС летящими предметами | 163 |
| <i>Борткевич С.В., Красильников Н.А.</i> Нормативные и предельно допустимые значения уровней воды в пьезометрах, обеспечивающие безопасное состояние откосов грунтовых плотин | 156 |
| <i>Зарецкий Ю.К., Карабаев М.И., Хачатурьян Н.С., Соловьева Л.Д.</i> Оценка безопасности порталов гидротехнических туннелей | 163 |
| <i>Савич А.И., Ильин М.М., Степанов В.В.</i> Геодинамические процессы на участках крупных гидроузлов | 163 |

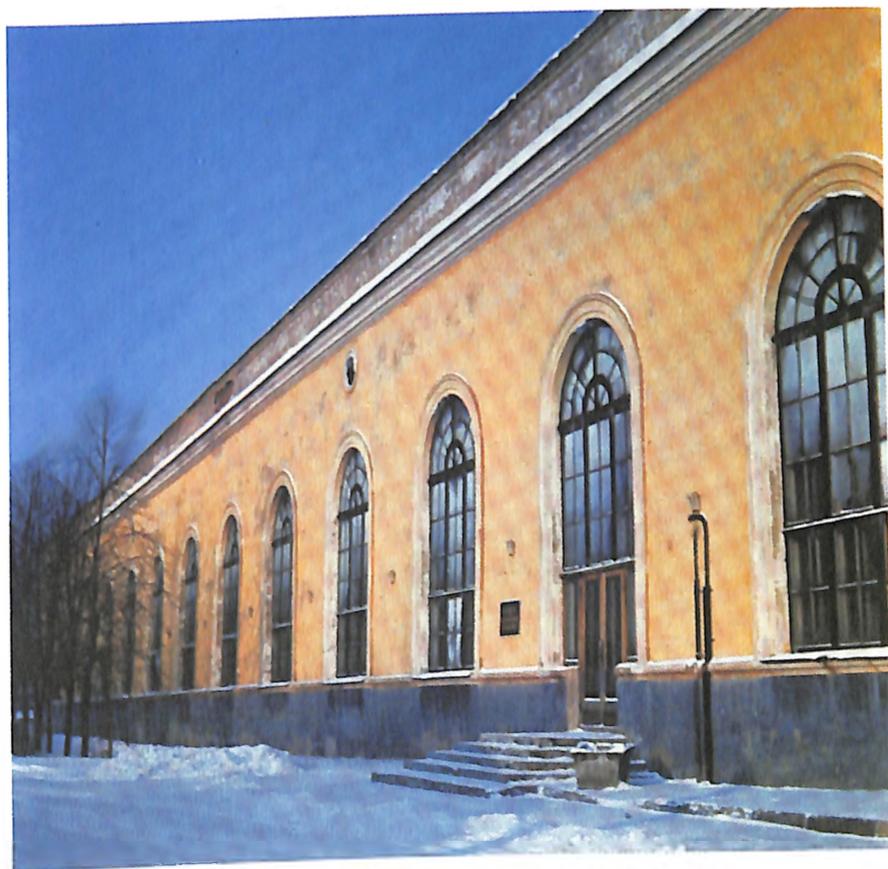
| | |
|---|-----|
| <i>Байков А.И., Затворницкая Т.А., Шаркунов С.В., Соловьев В.В.,</i> Технология бетонирования литым бетоном камер рабочих колес при замене турбин на Волжских ГЭС | 177 |
| <i>Седых Ю.Р.</i> Результаты обследований бетонных сооружений ГЭС и ТЭС для определения их эксплуатационной способности | 181 |
| <i>Затворницкая Т.А., Рубин О.Д.</i> Разработка и внедрение негорю- чей теплоизоляции КОНСИЛ | 195 |
| <i>Шуйфер М.И.</i> Методика системного обеспечения безопасности массовых взрывов | 201 |
| <i>Эткин М.Б., Азаркович А.Е.</i> Оценка размеров и формы зон раз- рушения скального массива взрывами при сопряжении откры- тых горных выработок | 208 |
| <i>Блинов И.Ф., Черненко В.Н., Яновский А.П.</i> Оценка состояния сталежелезобетонных трубопроводов Загорской ГАЭС по дан- ным натурных наблюдений | 222 |
| <i>Болтунов В.А.</i> Оперативный мониторинг аварийных ситуаций на гидроэнергетических объектах при помощи биолокации | 232 |
| <i>Дмитриева И.Л., Гурьевич Т.Б., Лебедева И.П.</i> Современные эко- логические проблемы водохранилищ (по материалам междуна- родных конференций) | 246 |
| <i>Колпачков Ю.М.</i> Проблемы защиты рыб на водозаборах ТЭС | 252 |
| <i>Лаценов С.Я.</i> Международный симпозиум по новым тенденциям и основным направлениям в обеспечении безопасности плотин | 258 |
| <i>Иващенко И.Н.</i> Законодательство и руководства по безопас- ности плотин | 263 |
| <i>Радченко В.Г., Щербина В.И.</i> Конструктивная безопасность плотин | 275 |
| <i>Асарин А.Е., Прудовский А.М.</i> Гидрологическая безопасность | 283 |
| Технические средства диагностики состояния энергетических сооружений (на правах рекламы) | 292 |

**Безопасность энергетических сооружений.
Сборник**

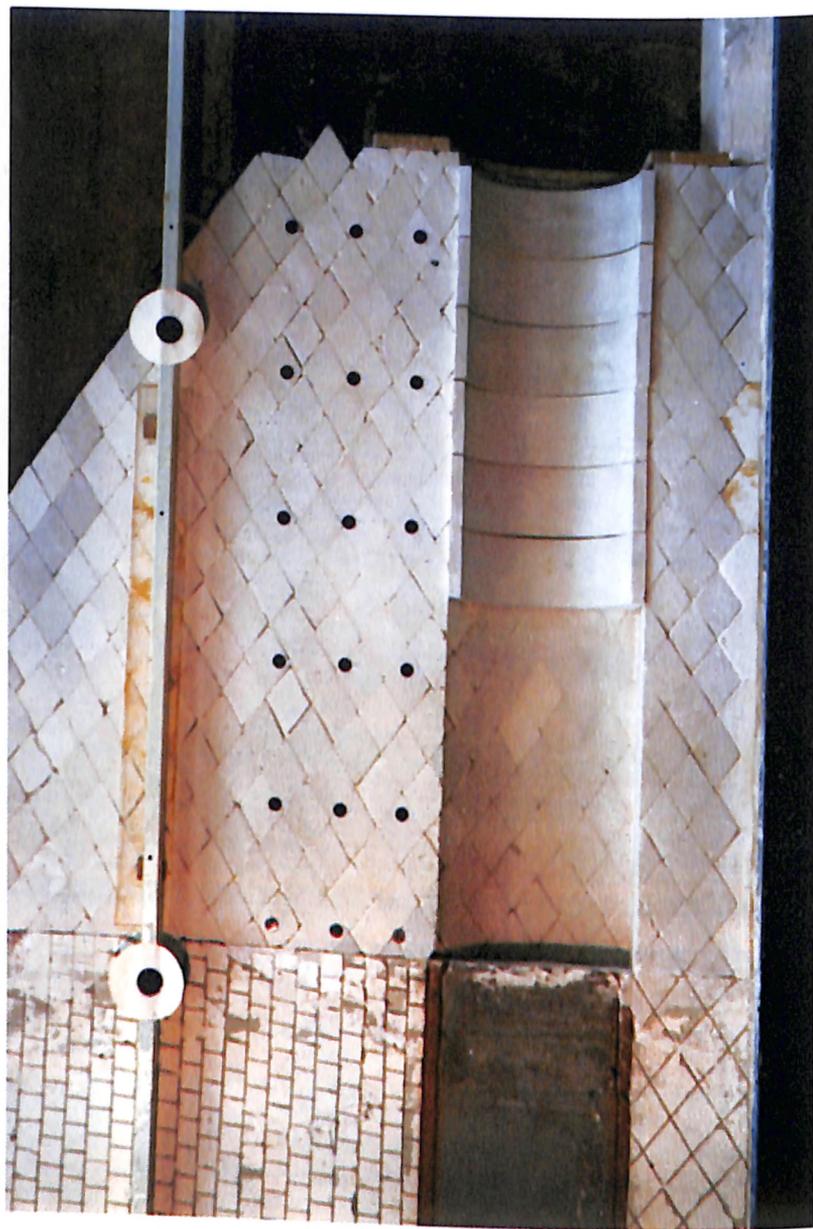
Научные редактора А.М. Прудовский, В.И. Щербина
Технический редактор Т.А. Григорьева
Компьютерная верстка А.Г. Мелихова

Подписано в печать 7.12.98
Формат 60x90/16. Гарнитура Таймс ЕТ
Бумага офс №1. Печать офсетная.
Объем 19п.л. Тираж 1000 экз.

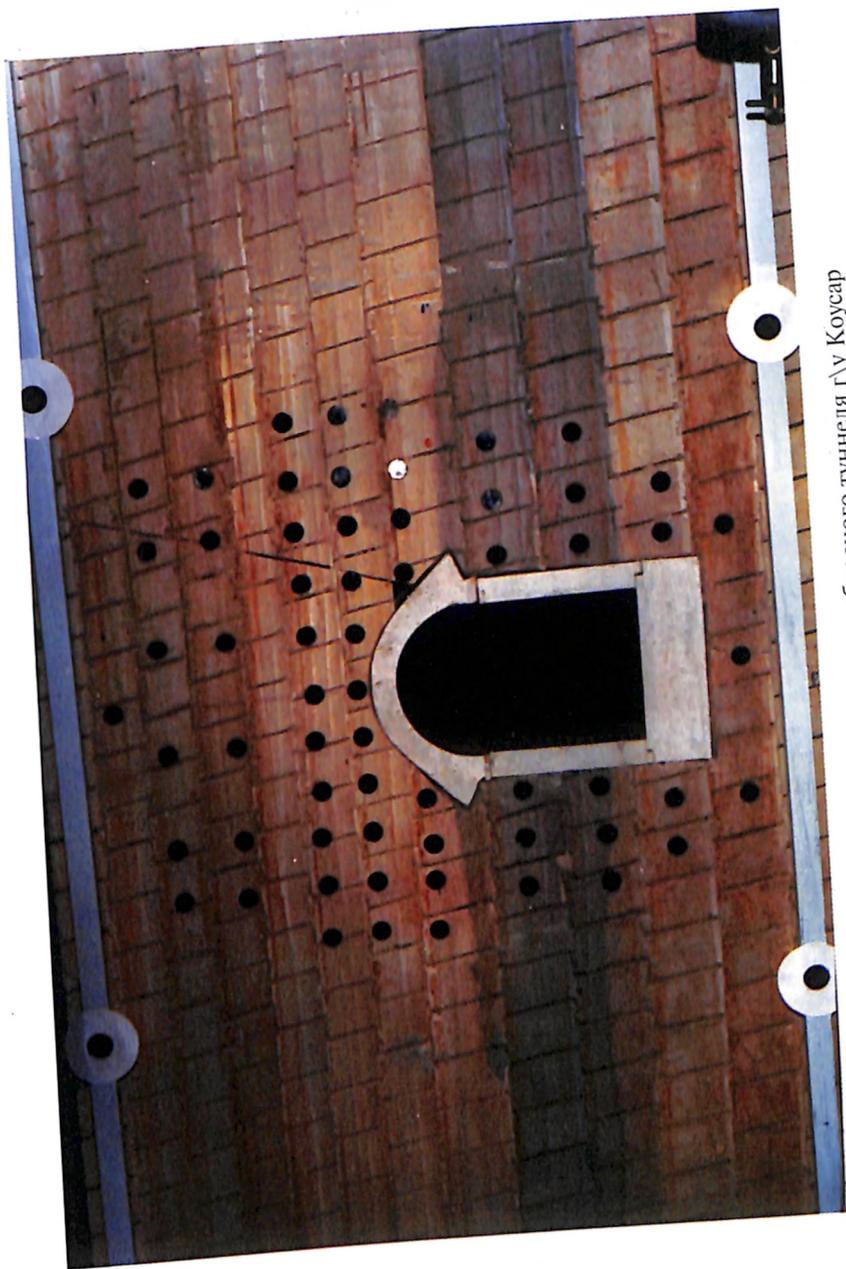
ИПЦ «Глобус», г. Москва, пл. Тверская Застава, 3



Здание отдела гидравлических исследований



Модель деривационного туннеля Ирганайской ГЭС
(к статье Ю.К. Зарского и др.)



Модель поперечного сечения водобросного туннеля г\у Коусар
(к статье Ю. К. Заренкого и др.)

Рисунки к статье Ю.П. Войнова и др.

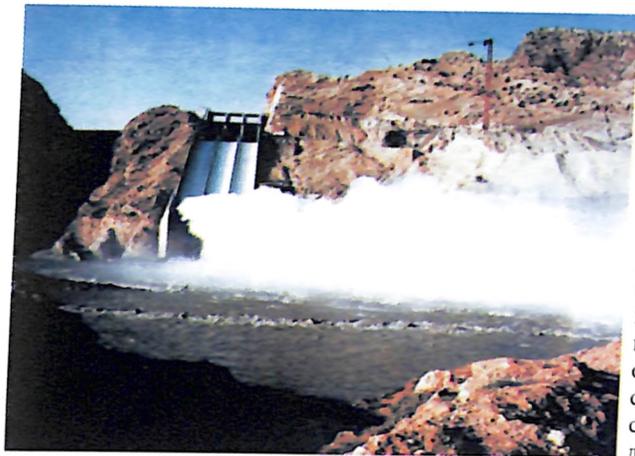


Рис. 1 Сброс воды во время паводка через водосброс ГЭС Карун I до аварии. Отброс и поворот струи вдоль русла реки.

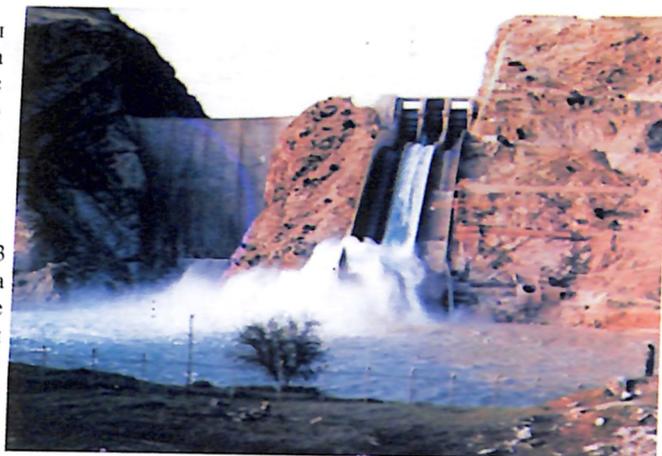


Рис. 2. Апрель 1993 г. Во время паводка идет разрушение носка-трамплина и основания водосброса. Отброса струи не происходит.



Рис. 3. Разрушены центральный и правый пролеты, основание под ними, смещен и поврежден блок носков-трамплинов.

Рис. 4. Центральный и правый пролеты водосброса. На скальном основании и отдельных стенках видны следы кавитационной эрозии.



Рисунки к статье Ю.П. Войнова и др.

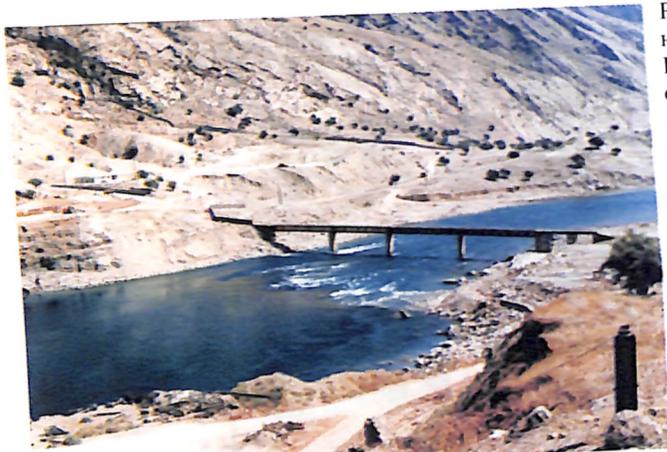


Рис. 5. Подпор нижнего бьефа и ГЭС в результате образования бара из продуктов размыва скального основания водосброса и разрушенных бетонных блоков.

Рис. 7. Устройство трамплинов-аэраторов в левом и центральном пролетах.



Рис. 8. Общий вид водосброса после реконструкции.

Рис. 9. Сброс воды в паводок после реконструкции водосброса. Поворот струи вдоль русла оказался невозможен.



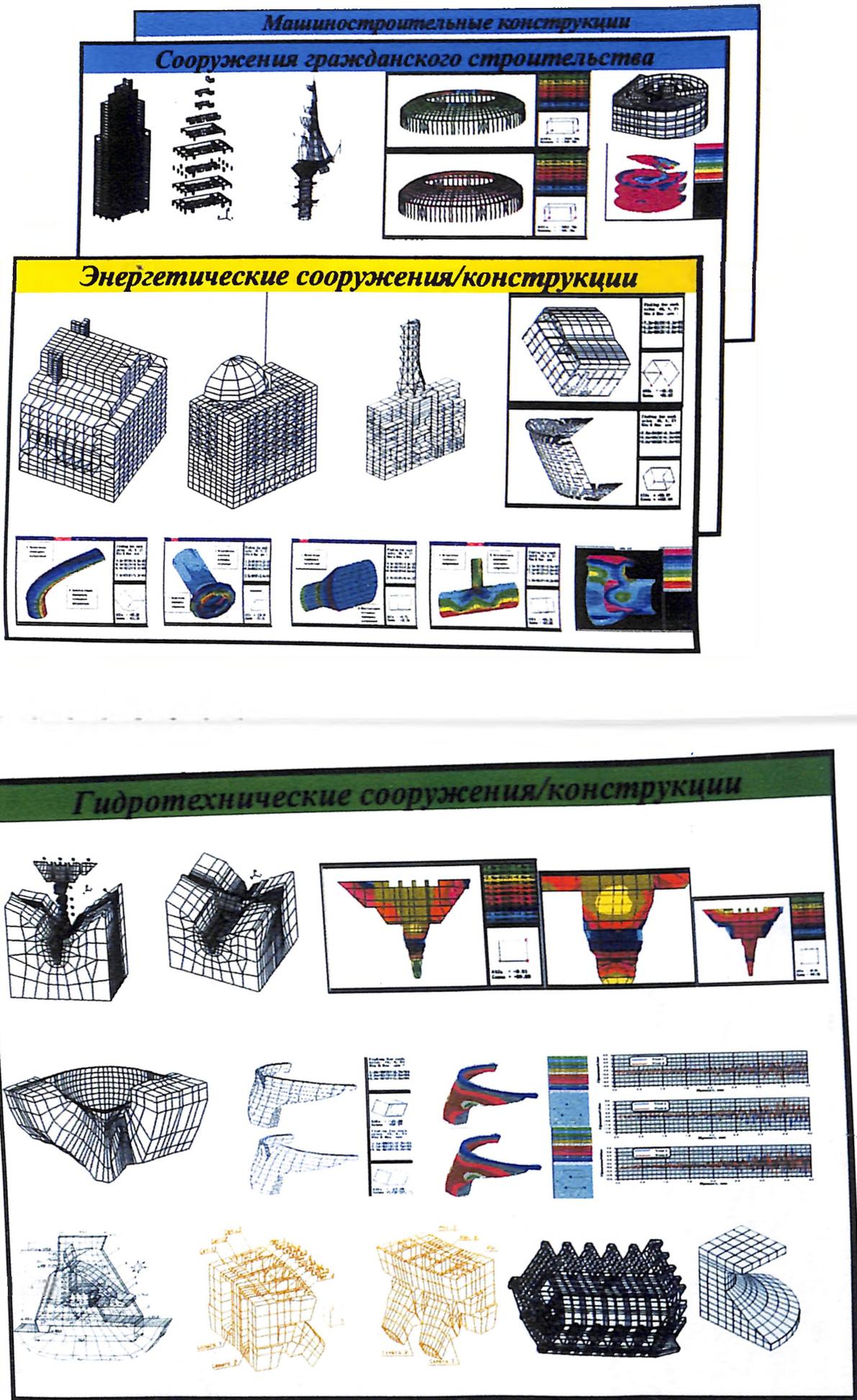


Рис.4. Опыт использования комплекса СТАДИО в различных отраслях. (к статье А.М. Белостоцкого)



Рис.3. Подсистема СТАДНО-ВЭУ.
(к статье А.М. Белостоцкого)



Испытание стыков сталежелезобетонных трубопроводов большого диаметра



Исследования напряженного состояния 6-й секции левой стенки камеры шлюза № 25 Балаковского
РЭС с использованием шурфа в тыловой зоне (АО НИИЭС, 1996-98 гг.)

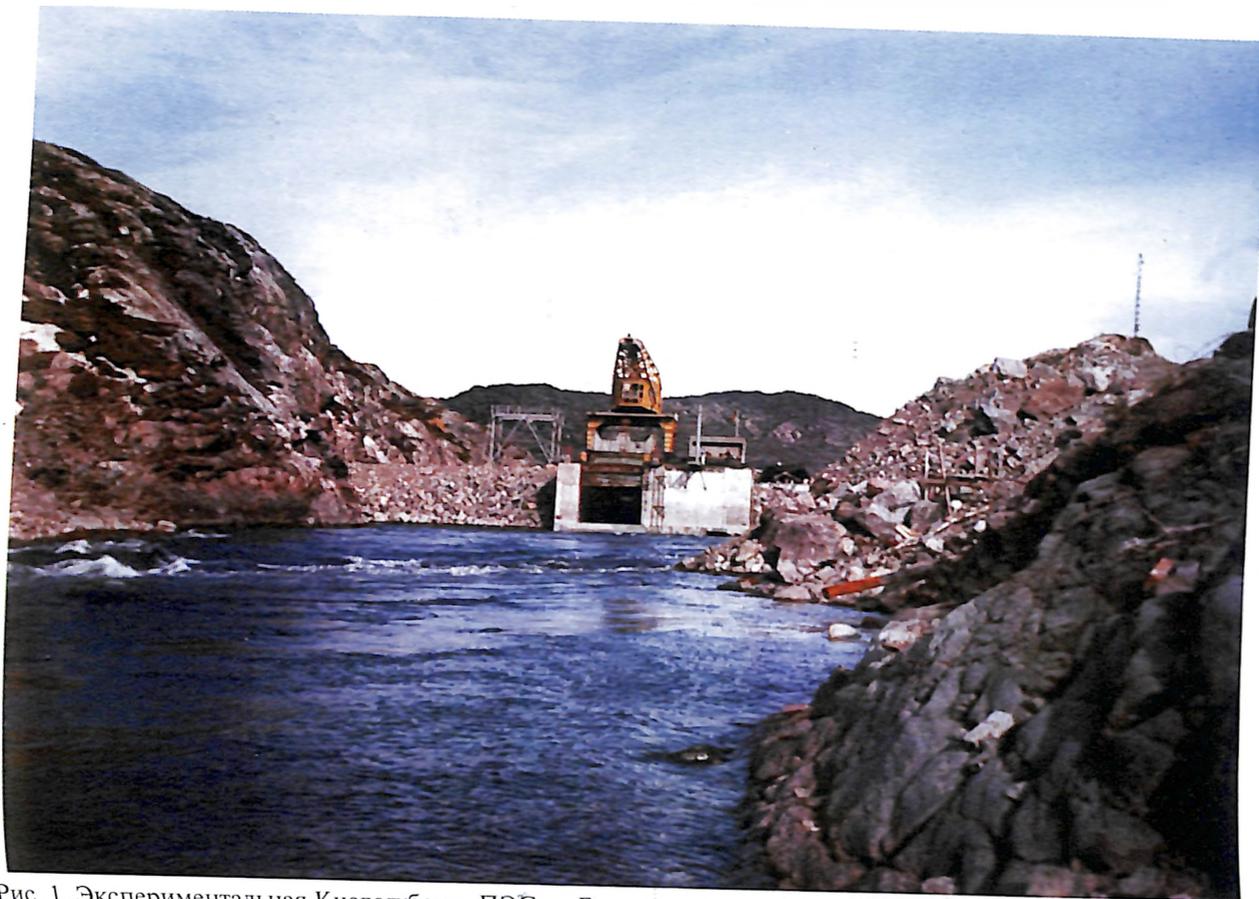


Рис. 1. Экспериментальная Кислогубская ПЭС на Баренцевом море (эксплуатация с 1968 г.). К статье И.Н. Усачева.

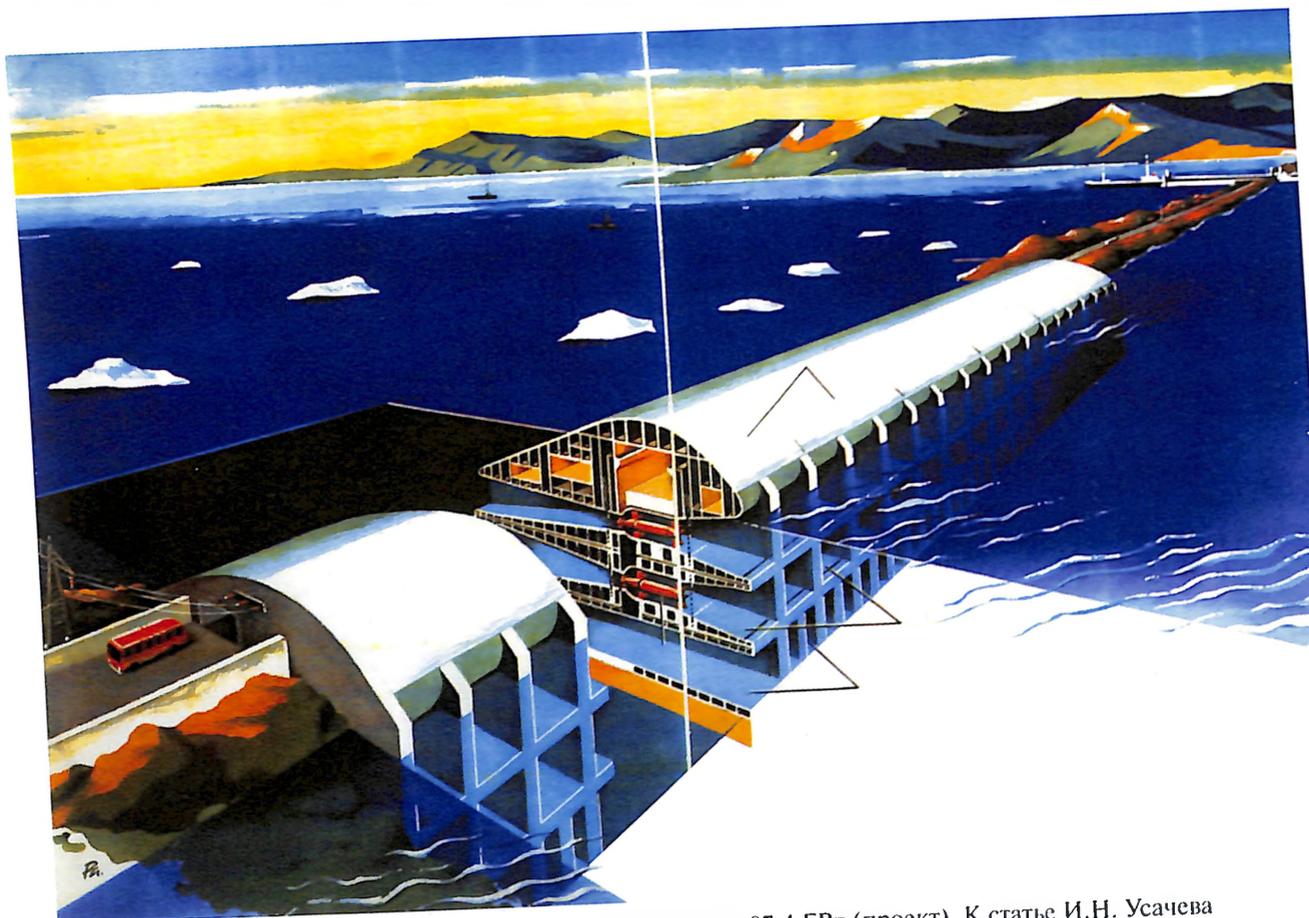
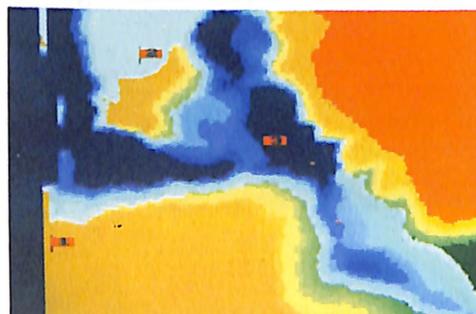
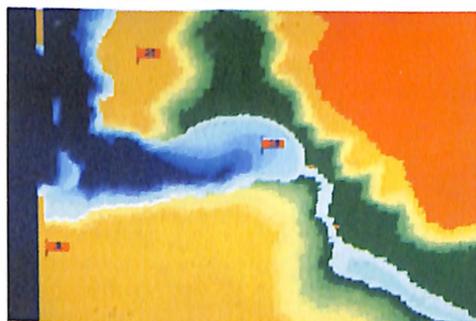


Рис. 2. Пенжинская ПЭС на Охотском море мощностью 87,4 ГВт (проект). К статье И.Н. Усачева

Предоставляем новые услуги:

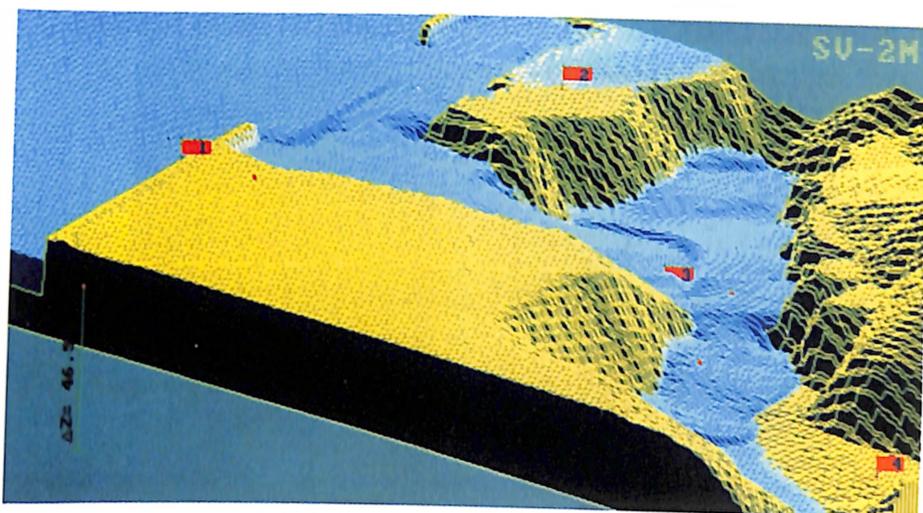
моделирование прорывных паводков с использованием геофизической информационной системы



Численное моделирование открытых потоков, распространяющихся по естественному рельефу местности, особо существенно при оценке волн паводков, возникающих при прорыве плотин. Результаты моделирования (границы затопления местности, время добегания волн прорыва до различных объектов, изменение во времени глубины и скорости потока) необходимы для оценки опасности прорыва плотин, планирования размещения объектов в их нижних бьефах, составления планов эвакуации и аварийных работ, разработки деклараций безопасности гидротехнических сооружений и при их страховании.

Точные топографические материалы являются важнейшими исходными данными при численном моделировании. Подготовка и ввод таких данных традиционным способом требуют больших затрат при сравнительно низкой точности.

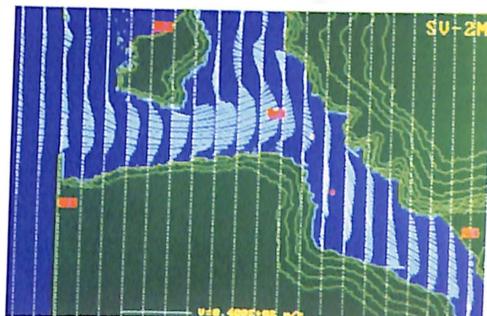
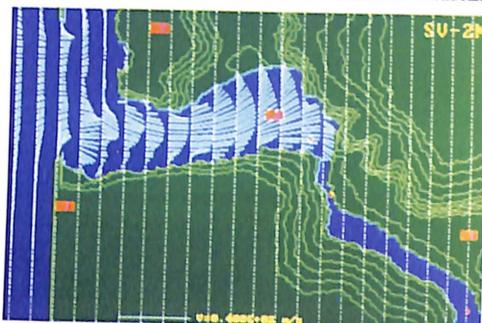
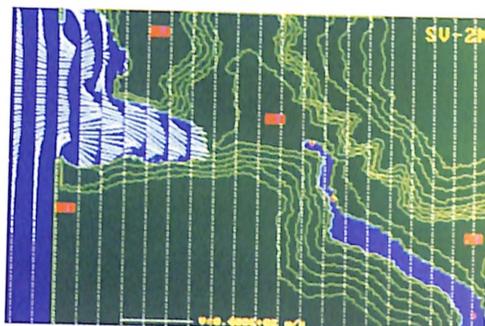
ОАО "Научно-исследовательский институт энергетических со



оружений” и ГОСГИС-ЦЕНТР Федеральной службы геодезии и картографии России выполнили сопряжение программных комплексов расчетов нестационарных открытых потоков с официально сертифицированными цифровыми картами Геофизической информационной системы. Такой подход существенно повышает точность расчетов и снижает их трудоемкость. Результаты расчетов могут быть представлены в виде наглядных цветных графических материалов и компьютерных клипов, отражающих развитие изучаемой ситуации во времени.

Заказы на гидравлические расчеты, необходимые для составления деклараций безопасности гидротехнических сооружений, их страхования и для других целей, принимаются по адресу:

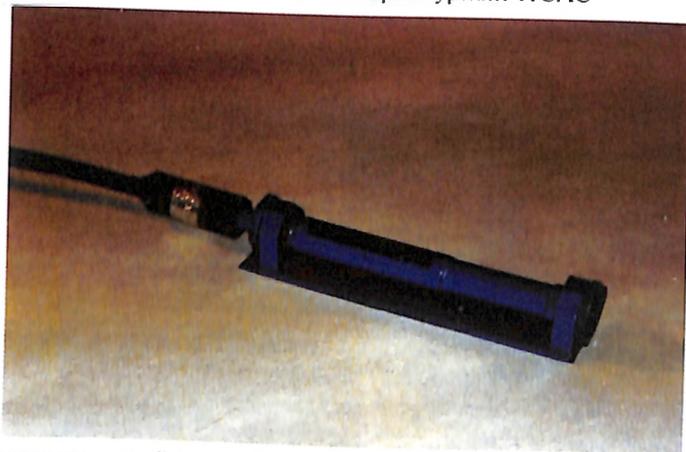
123362, Москва, Строительный проезд, 7а, ОАО “Научно-исследовательский институт энергетических сооружений” (ОАО “НИИЭС”).



Технические средства диагностики



Преобразователь силы арматурный ПСАС



Преобразователь линейных деформаций поверхности металлоконструкций
ПЛДС-150М



Преобразователь давления ПДС

состояния энергетических сооружений



Преобразователь порового давления ПДС



Преобразователь ПДС и ПДС-П



Преобразователь линейных перемещений ПЛПС



Микрофотографии образцов КОНСИЛА (увеличение 2000 \times)

