

Научно-технический и производственный сборник

# БЭС

Безопасность  
энергетических  
сооружений

Научно-исследовательский институт

**НИИЭС**

энергетических сооружений

Вып. 6  
2000

**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 6*

Москва  
2000

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. И.В. Семенов, д.т.н. Б.Л. Историк, инж. О.Б. Ляпин (научные редакторы), к.т.н. В.Г. Самарин (секретарь)

**Безопасность энергетических сооружений.** //Научно-технический и производственный сборник. Вып.6. АО НИИЭС. М.: 2000. 272 с. (цв.вкл. — 8с.)

Помещенные в очередном выпуске сборника статьи охватывают широкий круг вопросов, связанных с проблемами обеспечения безопасности энергетических сооружений.

Сборник начинается статьей об основных направлениях развития гидроэнергетики России до 2015 года. Затем представлена подборка статей, касающихся принципиальных положений по законодательным и нормативным материалам в гидроэнергетическом строительстве, теоретических и нормативных разработок с целью обеспечения и повышения надежности энергетических сооружений и конструкций, вопросов вычислительной гидравлики.

Отдельные статьи посвящены вопросам исследования свойств строительных материалов, разработки технологии подводного бетонирования, изучения состояния конкретных энергетических сооружений, разработки КИА и реализации ее на грунтовых плотинах.

В ряде статей затронуты специфические, но весьма важные вопросы, касающиеся биообрастания в теплых морских водах и предотвращения попадания моллиды рыб в водозаборы.

В конце сборника дается информационно-библиографический материал о публикациях и изданиях Международной комиссии по большим плотинам (СИГБ).

## ГИДРОЭНЕРГЕТИКА В ПЕРИОД ПОДЪЕМА ЭКОНОМИКИ РОССИИ

*Бритвин О.В.*

*Первый заместитель Председателя Правления РАО «ЕЭС России»*

Прогнозом развития экономики России предусматривается проведение социально-экономических реформ и наращивание темпов экономического роста, обеспечивающих удвоение производства валового внутреннего продукта (ВВП) России до 2015 года, что требует соответствующего энергетического обеспечения, в том числе и электроэнергией.

В электроэнергетике, работавшей в последние годы в режиме истощения своего производственного потенциала, проблема наращивания объемов производства электроэнергии осложняется наметившимся снижением в стране добычи газа и серьезным уменьшением его доли в топливном балансе электроэнергетики. В связи с сокращением поставок газа потребуются осуществить ряд сложнейших мероприятий по замене топлива на тепловых электростанциях и по экономии расходования газа.

Очевидно, что в этих условиях особую актуальность приобретают меры по максимально возможному использованию гидроэнергоресурсов, необходимость поддержания в работоспособном состоянии существующих и ввод в действие новых бестопливных мощностей.

По состоянию на 1999 г. установленная мощность действующих

гидроэлектростанций России составляла 44,2 млн кВт или 21,5% от установленной мощности электростанций страны, а выработка электроэнергии в 1999 г. — 161,4 млрд кВт·ч или 19,4% общего производства. Характерно, что при общем падении производства электроэнергии в России за период с 1990 по 1998 гг. в 1,45 раза выработка электроэнергии на ГЭС оказалась стабильной, что объясняется надежностью водных ресурсов, низкой себестоимостью гидроэнергии и мобильностью гидроэнергетических мощностей.

Относительно дешевая электроэнергия этих станций заметно влияет на величину тарифов отпускаемой потребителям электроэнергии. Так, в 1998 г. АО ГЭС поставляли электроэнергию на Федеральный оптовый рынок энергетических мощностей (ФОРЭМ) в среднем по 3,6 коп/кВт·ч, что в 5,4 раза ниже, чем тарифы на АО ГРЭС, в 4,1 раза ниже, чем на АЭС и в 3,8 раза ниже, чем в АО-Энерго.

Немаловажное значение имеет и ежегодное замещение гидроэнергией органического топлива (около 50 млрд м<sup>3</sup> в переводе на газ).

Однако значительная часть оборудования действующих ГЭС в настоящее время выработала свой ресурс и характеризуется большим износом. Процесс старения оборудования непрерывно прогрессирует. Дело в том, что последние 10 – 15 лет подотрасль не получает необходимого финансирования для замены оборудования, отработавшего свой нормативный срок. Уже сегодня должна быть проведена замена свыше 150 поворотно-лопастных и 20 радиально-осевых гидротурбин и более 100 гидрогенераторов. При сохранении сложившегося положения с заменой оборудования к 2010 г. доля турбин и генераторов, отработавших свой нормативный срок, составит по установленной мощности 78%, а по количеству гидроагрегатов — 84%, что чревато неплановыми остановками и аварийными ситуациями.

Объем устаревшего оборудования настолько велик, что осуществить его замену в ближайшей перспективе практически невозможно, учитывая современное финансовое состояние отдельных ГЭС и отрасли в целом, а также технологию выполнения работ и возможности заводов-изготовителей.

В связи с этим РАО «ЕЭС России» разработало *метод комплексного проведения работ по сохранению работоспособности оборудования* действующих ГЭС, основанный на оптимальном сочетании работ по полной замене оборудования и по проведению расширенных восстановительных ремонтов турбин и генераторов с за-

меной и реконструкцией отдельных узлов и деталей. Этот метод уже применяется на ряде ГЭС (Волжская, Саратовская, Волгоградская). При этом затраты на выполнение расширенных ремонтов составляют 15 — 25% от стоимости полной замены оборудования, а срок службы гидроагрегатов продлевается на 15 лет.

Однако даже при таком относительно малозатратном способе восстановления работоспособности оборудования средств, предусматриваемых в тарифах на электроэнергию большинства ГЭС, не хватает для выполнения работ и приобретения нового оборудования и отдельных узлов и деталей.

Еще более тяжелое финансовое положение складывается на тех ГЭС, где кроме замены оборудования требуется проведение реконструкции и восстановления гидротехнических сооружений (Рыбинская, Угличская, Камская и другие ГЭС).

Согласно проработкам РАО «ЕЭС России» до 2015 года на гидроэлектростанциях России должно быть введено в действие 10,7 млн кВт новых мощностей (9,5% всех вводов на электростанциях) с выработкой 31,2 млрд кВт·ч. электроэнергии. При этом до 2005 года выработка должна увеличиться на 3,0 млрд кВт·ч., а до 2010 года — еще на 15 млрд кВт·ч.

В рассматриваемый период намечается завершить строительство 12 из 16 строек, начатых еще в доперестроечный период. На большинстве из них выполнены значительные объемы работ и освоены большие капитальные вложения. Так, из необходимого объема капитальных вложений для ввода первого гидроагрегата на строительстве Богучанской ГЭС освоено 64,5% средств, Бурейской ГЭС — 54,7%, Усть-Среднеканской ГЭС — 69%, Зеленчукской ГЭС (второй агрегат) — 96,2% и Аушигерской ГЭС — 79,1% и другие.

В прилагаемой таблице приводятся технико-экономические показатели строящихся ГЭС, объемы выполненных работ на 1 января 1999 года и стоимость пусковых комплексов.

После почти полного прекращения в начале 90-х годов бюджетного финансирования до настоящего времени не создан надежный механизм инвестирования в гидроэнергетику, в связи с чем резко замедлились темпы строительства, на неопределенные сроки сдвинулись вводы в действие новых мощностей. Направляемые РАО «ЕЭС России» в незначительных объемах бюджетные финансовые ресурсы фактически лишь поддерживали существование строительных коллективов и позволяли выполнять относительно небольшие объемы работ на основных

Таблица

**Технико-экономические характеристики строящихся ГЭС**  
(цены указаны на 01.01.91г.)

ГЭС, регион расположения	Энергетиче- ские пара- метры		Сметная стои- мость строитель- ства (раздел "А" сметы)			Освоено капитало- вложений на 01.01.99г.		Стоимость пусково- го комплекса (1-го этапа), млн.руб.	Степень освоения пускового комплек- са (1-го этапа), %
	N, МВт	Э,млрд кВт.ч	млн руб.	руб./ кВт	руб./ кВт.ч	млн руб.	%		
<i>1. Приоритетные ГЭС для финансирования РАО "ЕЭС России"</i>									
Аушигерская, Респ. Кабардино-Балкария	60	0,22	101,0	1683	0,46	64,0	63,4	62,3	79,1
Богучанская, Красноярский край	3000	17,60	2601,2	867	0,15	1056,0	40,6	1696,6 (1590,4)	63,9 (64,5)
Бурейская, Амурская область	2000	7,10	2547,5	1274	0,36	589,0	23,1	1653,7 (1074,3)	35,6 (54,7)
Зарамагские, Респ. Сев.Осетия	352	0,81	257,4	731	0,32	130,0	50,5	58,49	49,4
Зеленчукская, Респ. Карачаево-Черкессия	160	0,12	265,2	1658	2,21	255,0	96,2	265,2	96,2
Ирганайская, Респ. Дагестан	800	1,30	897,3	1122	0,69	60,0	66,9	456,6	55,0
Усть-Среднеканская, Магаданская обл.	570	2,55	1800,6	3159	0,71	589,0	32,7	1289,7 (702,4)	68,5 (69,0)
<i>II. ГЭС, не вошедшие в перечень приоритетных для финансирования РАО "ЕЭС России"</i>									
Н.Бурейская, Амурская обл.	321	1,60	981,0	3056	0,61	30,0	3,0	—	—
Вилюйская-3, Саха-Якутия	360	1,20	1012,0	2811	0,84	538,2	53,2	—	—
Толмачевские, Камчатская обл.	45	0,16	88,0	1956	0,55	4,0	4,5	—	—
Тельмамская, Иркутская обл.	450	1,80	1001,0	2224	0,56	80,0	8,0	—	—
Гоцатлинская, Респ.Дагестан	100	0,31	145,0	1450	0,47	10,0	6,9	—	—
Советская, Респ. Кабардино-Балкария	60	0,23	125,4	2090	0,55	4,5	3,6	—	—
В.Красногорская, Респ. Карачаево-Черкессия	100	0,21	264,2	2642	1,26	—	—	—	—
Белопорожская, Респ.Карелия	130	0,33	277,0	2131	0,84	62,0	22,4	—	—
Загорская ГАЭС, Московская обл	1200	1,70	650,0	542	0,38	610,0	93,9	—	—

сооружениях.

Вместе с тем завершение строительства этих ГЭС позволило бы снять остроту энергетического дефицита на Дальнем Востоке (Бурейская ГЭС), на Северном Кавказе (Ирганайская, Зарамагские, Зеленчукские и Аушигерская ГЭС) и в Магаданской области (Усть-Среднеканская ГЭС).

Исходя из того, что при достигнутом уровне финансирования (около 1 млрд руб. в год) ввести в действие новые мощности на всех строящихся ГЭС до 2005 года невозможно, в РАО «ЕЭС России» разработано предложение о концентрации финансовых ресурсов на приоритетных ГЭС, сооружаемых с участием инвестиционных средств РАО «ЕЭС России». К приоритетным отнесены: Бурейская, Богучанская, Усть-Среднеканская, Ирганайская, Зеленчукская, Аушигерская и Зарамагская ГЭС. По этим ГЭС проработаны объемы работ по первым этапам строительства, позволяющим ввести в действие первые гидроагрегаты на пониженном напоре в период до 2006 года.

Но и этот вариант строительства с максимально сокращенными объемами строительно-монтажных работ требует доведения годового финансирования по перспективным объектам до 1,5 – 1,6 млрд рублей.

Наличие в России значительного неосвоенного экономического гидроэнергетического потенциала и проектные проработки прошлых лет позволяют сформировать *программу дальнейшего технико-экономического обоснования строительства новых гидроэнергетических объектов.*

Наибольшие возможности для преимущественного развития гидроэнергетики имеются на Дальнем Востоке, что позволит смягчить напряженность топливного баланса в этом регионе путем прекращения внешних поставок топлива из отдаленных источников и создать условия для экспорта электроэнергии за рубеж. Первоочередным объектом после завершения строительства Бурейской ГЭС является Нижне-Бурейская ГЭС (321 МВт), которая позволит вести на Бурейской ГЭС неограниченное суточное регулирование. В числе возможных первоочередных объектов здесь могут быть названы Дальнеречинские ГЭС на р. Б.Уссурка в Приморском крае (всего по комплексу 600 МВт), Нижне-Ниманская ГЭС на р. Ниман в Хабаровском крае (600 МВт), Гиллюйская ГЭС на р. Гиллюй в Амурской области (460 МВт); в Якутии — Чиркуокская ГЭС на р. Виллюй (300 МВт), Адычанская ГЭС на р. Адыча (500 МВт) и Среднеучурская ГЭС (3700 МВт); на Чукотке предла-

гается Амгуэмская ГЭС на р. Амгуэме (180 МВт). В южных районах Дальнего Востока возможно строительство Селемджинской ГЭС (100 МВт) и Русиновской ГЭС (380 МВт). Рассматривается также возможность совместного с КНР комплексного использования пограничного Амура (Хинганская, Шилкинская и Джалиндинская ГЭС). Возможны обоснования и ряда других разных по мощности ГЭС.

Гидроэнергетические ресурсы Сибири уникальны по своим масштабам и имеют общероссийское значение. Исходя из прогноза уровней электропотребления новое гидроэнергостроительство в Центральной Сибири в ближайшие годы ограничено. Оно может решать проблемы только внутрисистемных дефицитов в Забайкалье и в западных районах. Первоочередными объектами здесь могут быть Мокская ГЭС (1200 МВт) на р. Витим, Шилкинская ГЭС (380 МВт) на р. Шилке, Тувинская ГЭС (790 МВт) и Нижне-Курейская ГЭС (150 МВт) на р. Курейке.

На Алтае актуально строительство первой очереди Катунской ГЭС (920 МВт) и Чемальской ГЭС (120 МВт).

Наибольший прирост гидроэнергии к 2015 году могут обеспечить новые ГЭС в Красноярском крае на Нижней Ангаре и Среднем Енисее. Суммарная мощность этих ГЭС оценивается приблизительно в 5000 МВт (Стрелковская, Нижне-Ангарская и другие ГЭС).

В обозримой перспективе при условии обеспечения финансирования возрастает актуальность строительства Туруханской ГЭС (6000 МВт) на р. Нижней Тунгуске.

В европейской части России гидроэнергетический потенциал в значительной мере исчерпан. Зонай интенсивного строительства остается Северный Кавказ. По предварительной оценке в этом регионе могут быть построены средние и малые гидроэлектростанции мощностью около 2000 МВт.

В последние годы практически во всех объединенных энергосистемах (ОЭС) европейской части России имеет место тенденция повышения неравномерности суточных электрических нагрузок, в связи с чем все больше ощущается необходимость в строительстве ГАЭС. В настоящее время в Московской области ведутся проектные работы по второй очереди Загорской ГАЭС и рассматриваются новые площадки для строительства Волоколамской и Владимирской ГАЭС.

Для Ленэнерго изучается целесообразность сооружения ГАЭС на Ленинградской или Карельской площадках.

Развитие гидроэнергетики в силу удаленности большинства ГЭС от основных центров электрической нагрузки связано с *электросетевым строительством*. При этом сооружение магистральных ЛЭП позволяет не только обеспечить выдачу мощностей ГЭС, но и одновременно решать проблемы межсистемных обменов электроэнергией и оптимизации режимов работы электростанций.

Даже краткое обозначение возможных основных направлений передачи гидроэлектроэнергии при осуществлении указанного гидроэнергетического строительства наглядно показывает масштабы необходимого строительства линий электропередачи.

Уже многие годы не решается проблема выдачи мощности и электроэнергии существующих крупных ГЭС Иркутской и Красноярской энергосистем: эти избытки составляют в настоящее время около 6000 МВт и 10 млрд кВт·ч. Поэтому необходимо усиление западного транзита на напряжении 500 кВ в направлении городов Омска и Томска.

Ввод в действие Богучанской ГЭС и новых ГЭС на Нижней Ангаре и Среднем Енисее потребуют мощной прямой связи между восточной и европейской частями ЕЭС России, поскольку строящаяся линия электропередачи 1150 кВ Итат-Барнаул-Челябинск после ее завершения не обеспечит выдачу электроэнергии в европейскую часть России.

Для передачи электроэнергии Тельмамской ГЭС и затем Мокской ГЭС потребуется усиление электрических связей от Усть-Илима до Дальнего Востока. В перспективе рассматривается возможность передачи электроэнергии сибирских ГЭС в Китай.

На Дальнем Востоке ближайшая задача электросетевого строительства — обеспечить увеличение перетоков из Амурэнерго в восточном направлении, в Приморье и на Комсомольск. Принципиальные возможности экспорта электроэнергии в Китай рассматриваются для Бурейской, Дальнереченской и Ургальских ГЭС. Существуют предпосылки для передачи электроэнергии ГЭС Дальнего Востока в Японию (Средне-Учурский гидроэнергокомплекс, ГЭС бассейна Амура).

В европейской части России новое электросетевое строительство связано с усилением существующих межсистемных и внутрисистемных электрических сетей. Сетевые проблемы здесь возникнут при решении схем выдачи мощности крупных ГАЭС в центре европейской части России и Карельской ГАЭС.

Активизация использования гидроэнергетических ресурсов — будь то поддержание действующих ГЭС в работоспособном состоянии или строительство новых объектов — прямо зависит от финансирования работ. При продолжении сложившейся практики недостаточного финансирования будет поставлена под угрозу срыва программа по мобилизации гидроэнергетических мощностей, что, в конечном счете, будет сдерживать экономическое развитие страны.

В современной экономической обстановке в России есть два принципиальных направления получения финансовых ресурсов: первое и основное, в настоящее время уже используемое — производственная деятельность самих гидроэнергетических объектов, т.е. включение необходимых затрат на ремонты и инвестиции в стоимость электроэнергии, производимой на гидроэлектростанциях; второе направление — это ускорение разработки и внедрения рыночного механизма (привлечение займов, частных отечественных и зарубежных инвесторов, налоговые льготы и т.д.).

Снижению остроты инвестиционной напряженности способствовало бы регламентирование порядка финансирования работ по подготовке зон затопления водохранилищ строящихся ГЭС, имея в виду участие средств федерального бюджета, средств субъектов Российской Федерации и заинтересованных предприятий.

Суммируя изложенное, приходится констатировать, что за последние 10–15 лет фактически произошло замораживание развития гидроэнергетики страны. Задельные стройки, начатые 10–20 лет назад, превратились в долгострои со всеми вытекающими из этого негативными последствиями. Полностью приостановлено перспективное проектирование. Отсутствует проектный и строительный задел на период после 2010 года. Резко ослаблены строительные, научные и проектные организации. И это произошло в стране, обладающей вторым в мире гидроэнергетическим потенциалом, использование которого составляет всего 19%, т.е. меньше, чем в любой развитой стране мира, где использование гидроэнергетического потенциала достигает 60–90%.

Рост электропотребления, необходимость перестройки структуры топливного баланса электроэнергетики России и связанные с нею реконструкция и техническое перевооружение отечественной теплоэнергетики обязывают принимать решительные меры по активизации работ в области гидроэнергетики. Для этого необ-

ходимо определить перспективу, разработать и утвердить государственную программу развития этой подотрасли электроэнергетики, обосновать уровни ее развития, источники и объемы финансирования. Необходимо также подготовить предложения по разработке соответствующих законодательных и нормативных документов, определить меры по научному и проектному обеспечению развития гидроэнергетики страны.

## **ИНФОРМАЦИОННО-ДИАГНОСТИЧЕСКАЯ ПРОГРАММА «ГИДРОБЕЗОПАСНОСТЬ»**

*Иващенко И.Н., кандидат техн. наук (АО НИИЭС), Малаханов В.В.,  
Толстиков В.В., кандидаты техн. наук (МГСУ)*

Информационно-диагностическая программа «Гидробезопасность» представляет собой экспертную систему оперативной численной оценки состояния гидротехнических сооружений на основе анализа результатов инструментальных наблюдений и визуальных обследований. Программа включает в себя следующие разделы:

1. Раздел «Организация технической эксплуатации гидротехнических сооружений» с подразделами «Паспорт гидротехнических сооружений» и «Архив данных по эксплуатации гидротехнических сооружений» в соответствии с нормативами РФ и СИГБ — приказы по эксплуатации, ремонтным работам, паспорта приборов и др.

2. Блок «Графические данные», включающий архив чертежей по сооружениям, планы сооружений с указанием размещения контрольно-измерительной аппаратуры, сечения сооружений в измерительных створах.

3. Блок «Уровни воды», обеспечивающий создание архива данных по уровням воды в водохранилище и нижнем бьефе и по оценке их измерения; блок регистрации качества воды.

4. Блок «Чрезвычайные события» для регистрации чрезвычайных воздействий на гидросооружения: штормов, паводков, засухи, дождей, промышленных взрывов, аварий и т.п. Программой предусмотрена возможность корреляционного анализа и совмещения времени этих событий с показаниями приборов на сооружениях и с уровнями воды.

5. Систему визуального цветного представления результатов натуральных измерений в различных масштабах и системах координат в форме, удобной для их анализа и ксерокопирования.

6. Разработанную форму Акта оценки состояния гидросооружений как официального документа подведения итогов очередного цикла инструментальных и (или) визуальных наблюдений.

Программа «Гидробезопасность» основана на принципах известной работы СИГБ [1], получившей дальнейшее развитие в разработках АО НИИЭС [2] и МГСУ [4,5]. Показание каждого измерительного прибора и результаты визуальных обследований оцениваются по единому масштабу на основе непрерывной шкалы, значения которой изменяются от нуля до шести. Большие значения оценок свидетельствуют о более низком уровне безопасности сооружения (табл. 1).

Таблица 1

*Ранжирование оценок*

Шкала оценок	Качественные значения оценок
$0 \leq a < 1$	Полное соответствие
$1 \leq a < 2$	Практически полное соответствие
$2 \leq a < 3$	Приемлемое соответствие
$3 \leq a < 4$	Предельно допустимое соответствие
$4 \leq a < 5$	Предельное соответствие
$5 \leq a < 6$	Несоответствие

Оценке «0» соответствует идеальное исправное состояние сооружения; оценкам до «3» соответствует работоспособное состояние сооружения, отвечающее нормативным требованиям по первой и второй группе предельных состояний; оценка свыше «3» и до «4» соответствует состоянию сооружения, отвечающему условиям эксплуатации при действии особого сочетания нагрузок; при оценке свыше «4» до «6» сооружение находится в состоянии несоответствия нормативным требованиям.

Для каждого вида инструментальных наблюдений, для каждого сооружения определены качественные и количественные призна-

ки, соответствующие шести возможным диапазонам оценок. Обобщение оценок по видам инструментальных наблюдений и визуальных обследований выполняется по формулам (1) и (2), а по отдельным конструкциям и сооружениям выполняется по формуле (3):

$$a = \max a_i, (i=1,2,\dots,n) \quad , \quad (1)$$

$$a = \frac{\sum a_i}{n} \quad , \quad (2)$$

$$I = a_{\max} - \prod_{i=1}^n \frac{(a_{\max} - a_i)}{(a_{\max} - a_{\min})^{n-1}} \quad , \quad (3)$$

где  $I$  - вычисляемая оценка состояния сооружения;

$a_i$  - оценка;  $a_{\max}$  и  $a_{\min}$  - значения оценок, отвечающих границам диапазона шкалы (табл.1), которому соответствуют оценки  $a$ ;

$\prod_{i=1}^n$  — знак произведения.

Формула (1) применяется при анализе по принципу «слабейшего звена», когда имеется одна значительно отличающаяся оценка, находящаяся в более высоком диапазоне оценок, чем остальные. Формула (2) используется для осреднения оценок, имеющих незначительный разброс в пределах одного диапазона. Формула (3) применяется для вычисления обобщенных оценок (для отдельных видов измерений, для отдельных конструкций или сооружений, для гидроузла в целом) и учитывает аккумулирующий эффект от оценок, близких к переходу от одного диапазона к другому.

Данная методика была использована в виде программы «Гидробезопасность» для анализа, прогноза и оценки состояния гидротехнических сооружений Можайского гидроузла. Оценка состояния гидросооружений выполнялась на основе анализа результатов визуальных обследований и следующих инструментальных наблюдений:

- за уровнем воды в водохранилище;
- за положением кривой депрессии в грунтовой плотине;
- за осадками сооружений и их оснований;
- за фильтрационным расходом в дренаже.

Можайский гидроузел на р. Москве эксплуатируется с 1960 года и включает грунтовую плотину, быстроток, здание ГЭС с башенным водоприемником и донными галереями. Грунтовая плотина длиной 900 м имеет максимальную высоту 25 м, оснащена пьезометрами, глубинными и поверхностными марками, размещенными

в семи измерительных створах. Оснащены марками также быстро-ток, здание ГЭС, башенный водоприемник и донные галереи.

#### *Контроль уровня воды*

Контроль уровня воды в водохранилище является одним из самых оперативных и интегральных методов оценки состояния гидросооружений, их оснований и береговых примыканий [4]. Оценка а41 состояния гидросооружений по уровню воды (УВ) в водохранилище базируется на следующих положениях. При уровнях воды в водохранилище от уровня сработки (УСВ) до нормального подпорного уровня (НПУ) гидросооружения отвечают нормативным требованиям и ранжируются оценкой от 0 до 4. При уровнях воды от НПУ до форсированного уровня (ФПУ), или от УСВ до минимального рабочего уровня (МРУ) оценка а41 изменяется от 4 до 5. При уровнях воды выше ФПУ и ниже МРУ оценка а41 изменяется от 5 до 6. Уточнение оценки а41 ведется на основе сравнения скорости изменения уровня воды в водохранилище с максимальными наблюдаемыми эксплуатационными скоростями наполнения водохранилища  $v_{н} = 0,5$  м/сутки и его сработки  $v_{с} = 0,05$  м/сутки (табл.2).

#### *Контроль деформаций*

Измерение осадок  $S$  сооружений геодезическими методами на основе сети поверхностных и глубинных марок является важнейшим методом контроля состояния сооружений и прогноза его изменения в будущем. Оценка состояния каждого сооружения по измерениям осадки каждой марки базируется на следующих положениях [4].

Для описания хода изменения во времени  $t$  осадки  $S$  любой марки подбиралась модель процесса в виде функций:

$$S = \frac{t}{a+bt} \quad (4)$$

$$S = a \left( 1 - \exp\left[ \frac{-t}{b+ct} \right] \right) \quad (5)$$

где  $t$  - время в месяцах, отсчитываемое от момента установки марки на сооружении ;

$a, b, c$  - эмпирические коэффициенты, параметры математической модели осадки очередной марки. Из двух функций в качестве модели выбирается такая, которая давала наименьшее среднеквадратическое отклонение  $s$  результатов измерения от расчётных значений.

Таблица 2

**Ранжирование оценки  $a_{41}$  по уровню воды в водохранилище (УВ)  
и скорости его изменения  $V$**

Шкала оценки $a$	Качественная оценка	Значения факторов
$0 \leq a < 1$	Полное соответствие	$УСВ \leq УВ \leq НПУ$ и $0 \leq v_c < 0,01 V_c$ или $0 \leq v_n < 0,01 V_n$
$1 \leq a < 2$	Практически полное соответствие	$УСВ \leq УВ \leq НПУ$ и $0,01 V_c \leq v_c < 0,1 V_c$ или $0,01 V_n \leq v_n < 0,1 V_n$
$2 \leq a < 3$	Приемлемое	$УСВ \leq УВ \leq НПУ$ и $0,1 V_c \leq v_c < 0,5 V_c$ или $0,1 V_n \leq v_n < 0,5 V_n$
$3 \leq a < 4$	Предельно допустимое	$УСВ \leq УВ \leq НПУ$ и $0,5 V_c \leq v_c \leq V_c$ или $0,5 V_n \leq v_n \leq V_n$
$4 \leq a < 5$	Предельное	$НПУ < УВ \leq ФПУ$ или $МПУ \leq УВ < УСВ$
$5 \leq a < 6$	Несоответствие	$УВ > ФПУ$ или $УВ < МПУ$ или $v_c > V_c$ или $v_n > V_n$

Обозначения: УВ — уровень воды в водохранилище; ФПУ — форсированный подпорный уровень;  $v_c$  — скорость сработки водохранилища, м/сут;  $v_n$  — скорость наполнения водохранилища, м/сут;  $V_c$  — максимальная скорость наполнения водохранилища,  $V_n = 0,5$  м/сут

Математическая модель осадки каждой марки позволяет прогнозировать значение осадки на любой момент времени в будущем и определять численную оценку  $a_{42}$  результата измерения осадки по таблице 3. Пример моделирования хода осадки марки МП-05 представлен на рис. 1.

*Контроль фильтрации воды пьезометрами*

Результаты измерения уровня воды в пьезометрах позволяют определить положение кривой депрессии и градиенты напора фильтрационного потока, а по их изменению судить о проницаемости тела плотины и основания, о характере развития процесса

кольматации или фильтрационных деформациях грунтов.  
Для контроля напора фильтрационного потока, работоспособ-

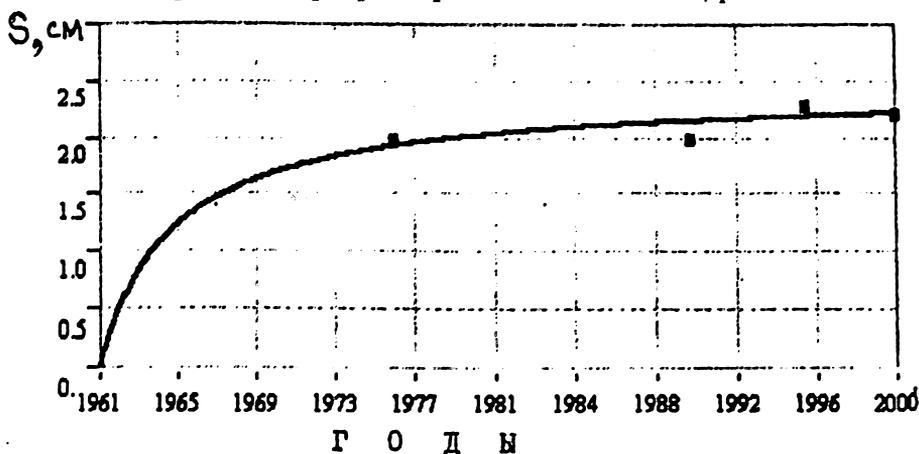


Рис. 1. Осадка поверхностной марки МП-05

ности самого пьезометра и для оценки состояния сооружения по показаниям пьезометра была использована, как наиболее подходящая, линейная математическая модель зависимости уровня воды в пьезометре  $\nabla \Pi$  от уровня воды в водохранилище ( $\nabla УВБ$ ):

$$y = a + b x, \quad (6)$$

$a$  и  $b$  — эмпирические коэффициенты, параметры математической модели;

$x = \nabla УВБ$  — геодезическая отметка уровня воды в водохранилище;

$y = \nabla \Pi$  — геодезическая отметка уровня воды в пьезометре.

Математическая модель (6) позволяет прогнозировать уровень воды в пьезометре, определять среднеквадратическое отклонение  $\sigma$  результатов измерений от расчётных значений и давать численную оценку  $a_{43}$  результата очередного измерения по таблице 3. Пример определения модели (6) для пьезометра П-04 приведен на рис.2.

### Контроль фильтрационных расходов

Величина расхода фильтрующейся воды является оперативным и интегральным показателем состояния грунтовой плотины. На Можайском гидроузле имеется один измерительный створ для контроля расхода фильтрующейся воды через левобережную часть грунтовой плотины. Величина расхода  $Q$  зависит от напора  $H = \nabla УВБ - \nabla УНБ$ , то есть от разности уровня воды в водохранилище ( $\nabla ВБ$ ) и в реке ( $\nabla УНБ$ ). Математичес-

кая модель зависимости расхода  $Q$  от напора  $H$  была представлена в виде:

$$Q = a H^b, \quad (7)$$

где  $a, b$  — эмпирические коэффициенты — параметры математической модели. После обработки результатов наблюдений математическая модель (7) приняла следующий вид:

$$Q = 0,0018 H^{2,96} \text{ л/с},$$

при  $\sigma = 1,265$  л/с. Полученная математическая модель позволяет прогнозировать результаты очередного измерения расхода фильтрующейся воды в зависимости от напора  $H$ , определить среднее квадратическое отклонение  $\sigma$  результатов наблюдений от расчетных значений и дать численную оценку результата очередного измерения расхода  $Q$  по таблице 3. Пример определения модели (7) приведен на рис.3.

### *Визуальный контроль*

Визуальные обследования являются самым оперативным и

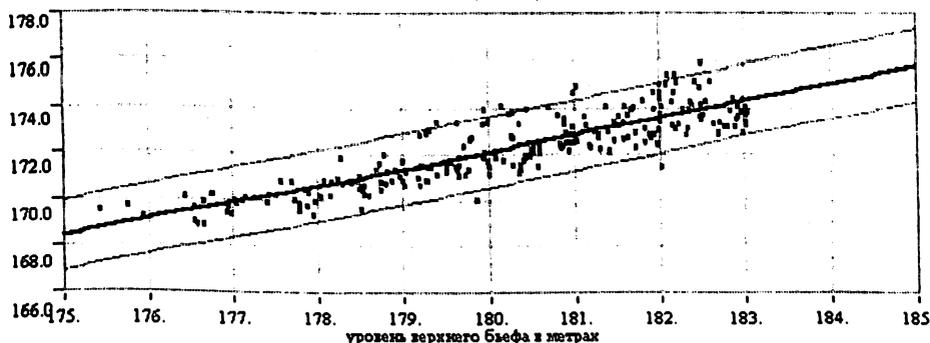


Рис.2. П-04. Зависимость уровня воды в пьезометре от уровня воды в водохранилище за 1962-1997 годы

действенным методом контроля состояния гидротехнических сооружений. Более двух третей всех дефектов, неисправностей и нарушений на гидросооружениях выявляются визуально при выполнении осмотров. Эффективность визуального контроля зависит от опыта и квалификации наблюдателя, который должен иметь ясное представление о том, что и где он может обнаружить [4].

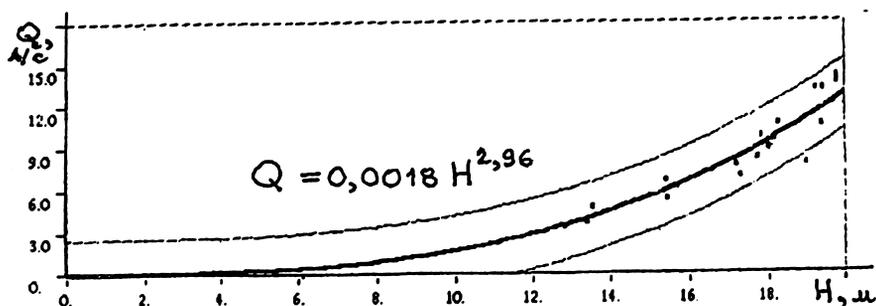
Предлагаемая методика численной оценки результатов визу-

Таблица 3

Ранжирование оценок по результатам измерения осадок поверхностных и глубинных марок, уровня воды в пьезометрах и фильтрационного расхода

Шкала оценки $a_4$	Качественная оценка	Сравнение результатов измерения $S_i$
$0 \leq a < 1$	Полное соответствие	$ S_i - S_{\parallel}  \leq \sigma$
$1 \leq a < 2$	Практически полное соответствие	$\sigma <  S_i - S_{\parallel}  \leq 1,5\sigma$
$2 \leq a < 3$	Приемлемое соответствие	$1,5\sigma <  S_i - S_{\parallel}  \leq 2\sigma$
$3 \leq a < 4$	Предельно допустимое	$2\sigma <  S_i - S_{\parallel}  \leq 3\sigma$
$4 \leq a < 5$	Предельное	$S_{\parallel} + 3\sigma < S_i < S_{\infty} + 2\sigma$
$5 \leq a < 6$	Несоответствие	$S_i > S_{\infty} + 2\sigma$ или $S_i < S_{\parallel} - 3\sigma$

$S_i$  — измеренная величина параметра (осадка, уровень воды в пьезометрах, фильтрационный расход);  $S_{\infty}$  — предельная величина параметра;  $\sigma$  — среднее квадратическое отклонение измеренных величин от прогнозируемых  $S_{\parallel}$

Рис.3. Зависимость фильтрационного расхода  $Q$  от напора  $H$

ального контроля состояния гидросооружений Можайского гидроузла основана на следующих основных принципах:

1. Каждое сооружение (грунтовая плотина, быстроток и т.д.) условно разбивается на объекты диагностирования, для которых характерны определённые виды нарушений.

2. Для каждого объекта диагностирования создаётся каталог возможных нарушений и аварий, причин их развития.

3. Для каждой аварии и каждой причины составляется сценарий развития потенциально опасных процессов от первых признаков проявления до развития их в аварию.

4. Для каждого сценария развития аварии составляется перечень качественных признаков и количественных параметров, контролируемых визуально.

5. Составляются таблицы численных оценок состояния объектов диагностирования и сооружения в зависимости от появления новых признаков и степени их развития.

Для грунтовой плотины качественными признаками ее состояния являются:

увлажнение откосов;

выход воды на поверхность сооружения или его основания;

изменение мутности фильтрующейся воды;

изменение характера растительности на откосах.

Количественными параметрами состояния грунтовой плотины, контролируемые визуально, являются:

трещины в земле;

локальные промоины;

деформации поверхности откосов и гребня;

пустоты под креплением откосов и его коробление.

Для бетонных конструкций и сооружений качественными признаками для оценки их состояния являются наличие сколов, каверн, качество поверхности бетона, а количественными параметрами:

трещины, их протяженность и направление распространения, величина раскрытия;

глубина и площадь каверн;

площадь каверн с обнажением арматуры;

раскрытие швов и др.

Например, для бетонных конструкций и сооружений Можайского гидроузла была принята следующая шкала оценок. Для нормально функционирующих бетонных конструкций (оценки от 0 до 4) допускаются локальные сколы и каверны без обнажения

арматуры (оценки от 0 до 3) и с локальным обнажением арматуры (оценки от 3 до 4). При значительных площадках обнажения арматуры (от 3 : 5% до 25 : 30% площади) — оценки от 4 до 5 баллов. При площадях обнажения арматуры более 25 : 30% и (или) образовании сквозных трещин — оценки свыше 5 баллов.

Для эксплуатационного персонала гидроузла разработаны рекомендации по выполнению численных оценок и действий персонала по предотвращению аварий и своевременного выполнения ремонтных работ.

Данная методика используется на гидроузле в течение четырех лет и показала свою эффективность.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Automated observation for the safety control of dams. Paris. ICOLD Bulletin 1982. №41.
2. Золотов Л.А., Иващенко И.Н., Радкевич Д.Б. Оперативная количественная оценка уровня безопасности эксплуатируемых гидротехнических сооружений. //Гидротехническое строительство 1997. №2.
3. Expert Systems.Principles and case studies.Editet by Richard Forsyth.London, New York. Chapman and Hall.
4. Малаханов В.В. Техническая диагностика грунтовых плотин. М.: Энергоатомиздат. 1990.
5. I.N.Ivashenko, V.V.Malakhanov, V.V.Tolstikov. The quantitative appraisal of safety of hydraulic structures. Proceedings of the International symposium on new trends and guidelines on dam safety. Barcelona. Spain. 1998.

# КОНЦЕПТУАЛЬНЫЕ ОСНОВЫ ЗАКОНОДАТЕЛЬНЫХ И НОРМАТИВНЫХ ПРЕДЛОЖЕНИЙ, СВЯЗАННЫХ С ВОЗМОЖНОСТЬЮ И УСЛОВИЯМИ ВВЕДЕНИЯ ГОСУДАРСТВЕННОЙ ПРОГРАММЫ СТРАХОВАНИЯ ОТ НАВОДНЕНИЙ ПРИРОДНОГО И ТЕХНОГЕННОГО ПРОИСХОЖДЕНИЯ

*Каганов Г.М., доктор техн. наук, Турбина К.Е., кандидат техн. наук (МГУП)*

## Общие положения.

Представляется, что вопросы страхования паводковоопасных (рискованных) территорий, затапливаемых вследствие наводнений природного или техногенного порядка, должны решаться в значительной мере на основе излагаемых ниже некоторых общих принципов при учете специфических особенностей, характерных для последствий от наводнений природного или техногенного характера.

Разработка государственной программы страхования позволит получить экономический эффект за счет привлечения средств страховых компаний, если для них будут созданы необходимые предпосылки в законодательстве.

Анализ существующих правовых норм позволяет отметить следующие основные моменты:

отсутствие законодательства об обязательном страховании имущественных интересов граждан и юридических лиц на паводковоопасных территориях, в котором были бы определены: субъекты страхования; объем страховой ответственности; размер страхового тарифа; минимальный размер страховых сумм; экономический механизм дополнительного перераспределения страхового риска;

отсутствие законодательства, связанного с механизмом взаимоотношений между субъектами страховых отношений;

отсутствие законодательства об обязательном страховании гражданской ответственности владельцев напорных и иных защитных гидротехнических сооружений;

отсутствие законодательно оформленного порядка отнесения затрат по страхованию на себестоимость продукции, а также максимального и минимального размера страховых сумм для обязательного страхования и размера государственных гарантий.

С учетом вышеизложенного ниже рассмотрен комплекс предложений, касающихся вопросов законодательства, а также от-

дельных принципиальных нормативно-методических актов.

## **Основные принципиальные положения законодательных и нормативно-методических актов.**

**1. Введение обязательного страхования имущественных интересов граждан и юридических лиц в рискованных территориях предполагает:**

принятие закона Российской Федерации об обязательном страховании на случай наводнений, паводков, устанавливающего:

*Субъекты страхования.* При этом следует иметь в виду:

на какие территории распространяется действие закона (установить в законе конкретные территории, которые относятся к рискованным территориальным зонам, подверженным паводкам и наводнениям);

на каких субъектов (страхователей) - граждан и юридических лиц, в том числе и государственных предприятий и учреждений, - возлагается обязанность по заключению договоров страхования «от наводнений», в том числе установление такой обязанности в отношении юридических лиц может означать запрет на осуществление хозяйственной деятельности в рискованных территориях без соответствующего установленного законом страхового покрытия;

на какие виды имущества распространяется обязанность по страхованию их страхователями (очевидно в отношении граждан эта обязанность должна распространяться на жилые строения и квартиры, находящиеся в частной собственности, а также на хозяйственный скот и тому подобное; в отношении имущества юридических лиц - указать исчерпывающий перечень имущества, подлежащего страхованию, в соответствии с балансовой квалификацией имущества по формам и по месту использования);

требования к страховщикам, участвующим в проведении такого обязательного страхования «от наводнений», - очевидно, помимо государственной лицензии на проведение имущественного страхования по соответствующим видам страховой деятельности, необходимо установить специальные требования по минимальному размеру собственных средств и другие.

*Объем страховой ответственности.* Здесь следует иметь в виду: установление перечня страховых рисков, наступление которых влечет за собой возникновение обязанностей страховщика по компенсации нанесенного убытка;

необходимость установления правовой квалификации на уровне не закона понятий «наводнение», «паводок», «авария» и других

событий, имеющих отношение к предмету регулирования правоотношений законом;

установление органа государственной исполнительной власти, к компетенции которого относится констатация и подтверждение факта наступления именно такого события, предусмотренного законом, и соответствующие связанные с этим процедурные вопросы, дающие основания страховщику для осуществления страховых выплат. В качестве такого органа государственной власти должны (могут) выступать водохозяйственные организации.

*Установление размера страхового тарифа:*

с учетом различной степени риска наступления наводнений, паводков и т.п. целесообразно в законе установить базовый страховой тариф в отношении страхования различных видов имущества и возможность применения повышающих и понижающих коэффициентов с учетом дифференциации по территориям, видам имущества и характеристике страхователя и фактического состояния противопаводковой и иной необходимой защиты;

одновременно страховой тариф должен устанавливать долю отчислений на проведение превентивных мероприятий, а также максимальный размер доли в тарифе расходов на ведение дел страховщика.

*Установление минимального размера страховых сумм в договорах страхования, при этом:*

следует иметь в виду, что законом Российской Федерации установлено, что сумма страхования не может превышать действительной стоимости имущества. Однако нецелесообразно устанавливать обязанность страхователя в заключении договора страхования на полную стоимость имущества, так как оставление части ответственности на риске страхователя безусловно стимулирует проведение работ по противопаводковой и иной безопасности, имеющей отношение к предмету регулирования законом;

одновременно следует иметь в виду, что установление чрезмерно высоких страховых сумм может вступить в противоречие с реальными возможностями страховщиков по принятию на страхование «водных» рисков, катастрофических по размеру наносимого ущерба.

С учетом, как правило, катастрофического характера рисков от наводнений и наступающего ущерба необходимо *установление*

*экономического механизма дополнительного перераспределения страхового риска, имея в виду установление обязательного условия деятельности страховщиков, проводящих такое страхование, — участие в перестраховании на основе обязательной цессии в пользу Федеральной перестраховочной корпорации (ее создание ведется в соответствии с планом работ Правительства Российской Федерации) в размере, установленном законом — не менее 15 процентов, а также условия — размер совокупного ущерба, установленного компетентными государственными органами, при которых возникают обязательства государства по выделению дополнительных средств (помимо выплат страхового возмещения), направляемых пострадавшим (и условий, при которых, в каком порядке, при соблюдении какой процедуры) при авариях, наводнениях, паводках и т.д.*

Вместо Федеральной перестраховочной корпорации возможно создание Федеральной перестраховочной противопаводковой корпорации.

*2. Установление механизма взаимоотношений между субъектами страховых отношений и создание государственной системы страховой защиты имущественных интересов граждан и предпринимателей от аварий гидросооружений, наводнений, паводков (и тому подобных стихийных бедствий).*

*Взаимоотношения между страхователями и страховщиками устанавливаются в законе в соответствии со следующими признаками:*

нахождение имущества, подлежащего страхованию, на территории, подверженной паводкам и наводнениям и установленной в законе;

владение, распоряжение и пользование имуществом, в отношении которого установлена обязанность страхователя по его страхованию.

Взаимоотношение между страхователем и страховщиком может строиться исключительно на основании договора страхования, заключаемого между ними. При этом договор страхования устанавливает:

объект страхования, т.е. конкретное страхуемое имущество, в том числе дом, недвижимость, основные средства предприятия, транспортные средства, в соответствии с перечнем имущества, подлежащего обязательному страхованию, установленному в законе;

объем страховой ответственности - перечень страховых рисков, установленных в соответствии с законом, *например:*

«Страховщик обязан компенсировать ущерб, нанесенный имущественным интересам страхователя, перечисленным в разделе договора «объект страхования», наступивший в результате:

аварии гидротехнического сооружения;

наводнения (на основании решения органов государственной исполнительной власти о квалификации наступления наводнения);

выхода подпочвенных вод в результате таяния снегов, весеннего и осеннего паводка;

весеннего и осеннего паводков на основании решения органов государственной исполнительной власти о квалификации их наступления.

Примечание: перечень страховых рисков, при наступлении которых наступает обязанность страховщика по компенсации нанесенного ущерба, должен быть настолько широк, насколько это соответствует целям закона об обязательном страховании.»

размер страховой суммы в отношении объекта страхования и размера условий франшизы;

размер страхового тарифа и страхового взноса (для его определения страховщик должен руководствоваться соответствующими методическими рекомендациями, разработанными с учетом требований закона службами);

порядок признания наступления страхового случая и составления страхового акта, а также перечень документов, необходимых для его составления;

сроки рассмотрения поступивших документов и порядок выплаты страхового возмещения;

порядок рассмотрения споров между страхователем и страховщиком.

*Страховщиком в соответствии с требованиями, установленными законом, могут являться любые страховые организации, имеющие лицензию на право проведения обязательного страхования «от наводнений», выданную соответствующим государственным органом. Установление какой бы то ни было монополии, например Росгорстраха, неэффективно из-за крайне низкой финансовой емкости российского страхового рынка. По данным Росстрахнадзора средняя величина уставного капитала и иных собственных средств страховщиков составляют на 1 января 1995 года 170 млн. руб., что соответствует возможности заключить договор страхования на страховую сумму, не превышающую 17 млн. рублей. В настоящее время эти возможности*

увеличились.

Это предполагает как обязательное требование, регламентированное законом, наличие определенной величины собственных средств у страховщика, участвующего в проведении такого страхования. Общая сумма поступлений от страхования составила в 1994 году величину порядка 7,5 триллиона рублей (в ценах 1994 г.).

**3. Принятие законодательства об обязательном страховании гражданской ответственности владельцев напорных и иных защитных сооружений.**

В целях гарантий защиты имущественных интересов пострадавших в результате наводнений и паводков, возникших вследствие разрушения гидротехнических сооружений или при нарушении условий эксплуатации и прочих требований противопаводковыми и аналогичными службами и организациями, необходимо принятие соответствующего законодательства, которое требует специального рассмотрения. Владельцы водохозяйственных сооружений должны быть также определены законом.

**4. Установление порядка отнесения затрат по указанным видам страхования на себестоимость продукции (работ, услуг) юридических лиц, включение в смету на содержание государственных организаций и учреждений.**

**5. Постановлением Правительства Российской Федерации необходимо исключение из налогооблагаемой базы доходов граждан платежей по обязательному страхованию - внесение изменений в Закон Российской Федерации «О подоходном налоге с физических лиц (граждан)».**

**6. Сроки принятия закона об обязательном страховании.**

Необходимо установление Постановлением Государственной Думы при принятии закона об обязательном страховании необходимых сроков введения в силу такого закона в целом, и в частности возможно установление максимального и минимального размера страховых сумм по договорам обязательного страхования от «наводнений» по периодам, а также оценка государственных гарантий.

## **Основные научные разработки и нормативно-методические документы**

### **1. Научные разработки.**

Научное обеспечение системы страхования потребует разработки ряда основополагающих вопросов, накопления сведений и анализа последствий события и др. Среди них:

формирование банка данных по риску разрушения напорных и защитных сооружений;

формирование банка данных риска наводнений;

анализ причин разрушений;

создание систем мониторинга напорных и защитных сооружений;

в целях апробации такой системы несения ответственности и гарантий по компенсации ущерба от наводнений целесообразно организовать проведение эксперимента в 3 – 4 областях (территориях) на основании Постановления Правительства;

проведение экспертиз страховых случаев для выполнения при необходимости превентивных мероприятий.

### **2. Основные нормативно-методические документы:**

методические указания по определению ущерба (прямого и косвенного), связанного с аварией гидротехнических сооружений, а также от наводнений природного характера;

методические указания качественной и экономической оценки паводковоопасных территорий, в том числе пойменных земель;

методические указания экономико-экологической оценки паводковоопасных территорий;

рекомендации по ограничению хозяйственной деятельности на паводковоопасных территориях;

рекомендации по определению базовой тарифной ставки и дифференцированных повышающих или понижающих коэффициентов к базовому тарифу с учетом территорий, вида имущества, состояния противопаводковой защиты и т.п.;

разработка карт риска.

### **3. Предлагаемый подход предполагает четырехзвенную систему организации страховой защиты:**

1-й уровень защиты — собственный риск страхователя, соответствующий уровню франшизы, установленной в законе в процентном отношении к стоимости имущества в зависимости от принадлежности вида;

2-й уровень - страхование суммы по договору страхования, заключенному со страховщиком, при этом устанавливается

требование обязательного перестрахования в Федеральной перестраховочной корпорации (ФПК), имеющей государственные гарантии по страховым обязательствам;

3-й уровень — обязательства ФПК по компенсации ущерба с учетом договора перестрахования;

4-й уровень — компенсация из государственных бюджетных источников или средств Министерства по чрезвычайным ситуациям Российской Федерации сумм ущерба, превышающих лимиты, установленные законом об обязательном страховании.

**Финансирование программы страхования от наводнений и первоочередные мероприятия. Экономическая эффективность системы страхования.**

**1. Финансовые средства для реализации программы страхования формируются за счет:**

страховых взносов страхователей, образующихся на базе использования законов об обязательном страховании; страховые взносы образуются и за счет добровольного страхования;

страховых взносов перестраховочных корпораций;

отчисления от платы за воду, которая будет взиматься в соответствии с Водным кодексом;

дотаций из бюджета.

**2. В качестве первоочередных мероприятий необходимо:**

принятие законодательных актов, на основе которых могла бы возникнуть заинтересованность страховых компаний (российских и иностранных);

уточнение финансовых возможностей Российских страховых компаний;

уточнение предложений Российских страховых компаний и совместно с ними уточнение законодательства;

подготовка Постановления Правительства о проведении эксперимента в целях апробации системы страхования от наводнений в 3-х ... 4-х областях (территориях).

**3. На данном этапе экономическая эффективность системы страхования от наводнений может быть оценена на основе экспертной оценки исходя из следующих соображений:** в США государство принимает на себя компенсации ущерба порядка 80%; покрытие 20% ущерба принимают на себя страховые компании.

При величине ущерба в РФ порядка одного триллиона рублей в год и при оценке величины выплат страховых компаний в РФ в 15% экономический эффект может составить порядка 150 млрд. рублей в год (в ценах 1994 г.).

## **НОРМАТИВНО-ПРАВОВАЯ БАЗА ГИДРОЭНЕРГЕТИЧЕСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА КАК СРЕДСТВО ОБЕСПЕЧЕНИЯ БЕЗОПАСНОСТИ И ПРЕДОТВРАЩЕНИЯ СОЦИАЛЬНЫХ КОНФЛИКТОВ**

*Каякин В.В., кандидат геол.-минерал. наук (АО «Институт  
Гидропроект»), Мулина И.Б., инженер, Дмитриева И.Л., кандидат  
хим. наук (АО НИИЭС)*

Одной из важных функций государства является обеспечение безопасности граждан, что достигается созданием соответствующих нормативных документов и специальных органов, осуществляющих реализацию этих нормативов.

Под обеспечением безопасности следует понимать предотвращение ущерба, включая такие его виды, как материальный (экономический), экологический и социальный.

Гидротехническое строительство оказывает весьма значительное влияние не только на природную, но и на социальную сферы. При формировании и развитии демократического общества необходимо обращать серьезное внимание на социальные последствия гидротехнического строительства. Характерными примерами недоучета этого влияния являются социальные конфликты, возникшие вокруг гидротехнических сооружений и водохранилищ в 80-е годы и, в первую очередь, вокруг строительства Крапивинского гидроузла на реке Томь в Кемеровской области и проекта Катунской ГЭС на реке Катунь в Республике Алтай. Строительство Крапивинского гидроузла было остановлено при 60-% готовности сооружений, проект Катунской ГЭС был отклонен Государственной экспертизой, практически, по социальным мотивам.

Возникновение социального конфликта вокруг строительства и эксплуатации гидротехнических сооружений и водохранилищ приводит к двум различным видам социального ущерба: во-первых, местные жители испытывают чувство глубокой неудов-

летворенности в связи с игнорированием их мнения; во-вторых, общество несет значительные убытки, связанные с прекращением или приостановкой обращения инвестиций в результате остановки или задержки строительства объекта.

В настоящее время накоплен определенный опыт ликвидации и предотвращения социальных конфликтов вокруг гидротехнического строительства. В частности этому вопросу посвящены некоторые работы авторов этой статьи [1,2]. Однако подобный опыт не нашел отражения в нормативных документах.

Напомним, что предотвращение материального и в определенной мере экологического и социального ущерба при гидротехническом строительстве обеспечивается Федеральным законом «О безопасности гидротехнических сооружений» [3]. Закон определяет полномочия органов исполнительной власти разных уровней в области безопасности гидротехнических сооружений, обязанности собственника сооружения и эксплуатирующей организации по обеспечению безопасности, порядок проведения государственной экспертизы гидротехнических сооружений и обеспечения надзора. Предотвращение экологического ущерба также обеспечивается Федеральным законом «Об экологической экспертизе» [8] всех видов строительства, включая гидротехническое. Этот закон определяет полномочия различных органов исполнительной власти и органов местного самоуправления в области экологической экспертизы, объекты экспертизы, порядок ее проведения, а также права граждан и общественных организаций по участию в экологической экспертизе. Кроме того, в федеральном законодательстве регламентируется порядок страхования риска при обеспечении безопасности гидротехнических сооружений [3, 4].

Среди ныне действующих нормативных документов, обеспечивающих безопасность гидротехнических сооружений, совершенно недостаточно разработаны нормативы по предотвращению социального ущерба.

Недостаточная разработанность нормативно-правовой базы согласования интересов гидростроителей и местного населения и ведет к возникновению конфликта. В подобной ситуации для населения характерны протестные формы поведения, так как оно не видит «цивилизованных» способов отстаивания своих интересов.

Нормативно-правовая база гидроэнергетического строительства должна содержать как правовые механизмы, позволяющие предупреждать возникновение конфликтных ситуаций, так и юридические нормы, обеспечивающие конструктивный диалог всех заинтересованных сторон в ситуации конфликта.

Следует отметить, что в некоторых других отраслях вопросам разработки таких норм уделяется самое серьезное внимание. В результате им удается предотвратить или успешно разрешить проблемы, возникающие между строителями и местным населением.

Наиболее полно, по нашему мнению, эти механизмы и нормы разработаны в градостроительном праве, особенно в законодательстве г. Москвы. В связи с этим нам представляется целесообразным провести сравнительный анализ соответствующих разделов нормативно-правовой базы гидроэнергетического строительства и городского строительства (на примере г. Москвы), так как, несмотря на меньший масштаб городских объектов, последняя содержит механизмы и нормы, позволяющие предотвратить или снять конфликтные ситуации, схожие с возникающими при гидроэнергетическом строительстве.

В гидростроительном праве присутствуют некоторые механизмы предотвращения и разрешения возможных конфликтных ситуаций.

Так, детально проработан механизм возмещения убытков собственникам земли от ее затопления или временного изъятия [5].

В обосновании инвестиций в строительство [6] требуется учет социальной ситуации при выборе места строительства, его социальных последствий и целесообразности, однако при этом не предусмотрено взаимодействие с населением.

В Руководстве по экологической экспертизе [7], где регламентируется оценка воздействия объекта на социальную среду и население, предусмотрено участие общественности в обсуждении места размещения объекта и его согласование с населением. Однако механизмы осуществления этих требований не рассмотрены.

В Федеральном законе «Об экологической экспертизе» также предусмотрена возможность проведения общественной экологической экспертизы проекта по инициативе населения или внесения аргументированных предложений в адрес органов государственной экологической экспертизы [8]. Посредством этой нормы могут быть защищены права граждан на благоприятную окружающую среду, но не учитывается защита их экономических и других интересов.

Таким образом, в гидростроительном праве можно отметить отсутствие механизмов предотвращения и снятия социального конфликта через согласования интересов гидростроителей и населения, несмотря на то что в современных условиях это наиболее эффективный и цивилизованный способ достижения согласия в обществе, стремящемся к стабильности.

В градостроительном праве, напротив, механизмы взаимодействия местного населения с застройщиками и обязанности последних прописаны очень подробно.

Например, обязанности застройщиков по сохранению приемлемой социально-экономической обстановки зафиксированы в постановлении Правительства Москвы «О проведении социальной экспертизы городских инвестиционных программ» [9]. Оно требует предоставления информации о характере влияния программы на условия занятости: расширение спроса на рабочую силу, сохранение рабочих мест, активизация высвобождения работников, вероятность увеличения предложения рабочих мест на рынке труда и т.п.

К нормативным актам, обеспечивающим диалог между населением и застройщиками, относятся четыре Закона города Москвы.

Закон «О защите прав граждан при реализации градостроительных решений в городе Москве» [10]. Он фиксирует право граждан участвовать в процессе разработки предложений и подготовки проектов градостроительных решений до принятия городской администрацией акта об их реализации и содержит подробно разработанные механизмы осуществления этого права.

Закон «О консультативном опросе граждан в районе города Москвы» [11] и закон города Москвы «Об обращениях граждан» [12] позволяют учитывать интересы населения по вопросам местной жизни, в том числе относящиеся к сфере осуществления инвестиционных проектов на соответствующей территории. Механизмы осуществления опроса и работы с обращениями детально проработаны.

Закон «О местном референдуме в городе Москве» [13] дает возможность гражданам отстаивать весьма эффективно свои интересы. В отличие от Закона «О консультативном опросе» решение, принятое в результате референдума, обязательно для исполнения местными властями.

Подробно разработанные в градостроительстве механизмы согласования интересов местного населения и застройщиков не позволяют возникающим между ними противоречиям перерасти в

конфликт, а в случае, если конфликтная ситуация все же возникла, предоставляют механизмы ее разрешения.

Таким образом, для предотвращения и снятия ситуаций социальных конфликтов при гидроэнергетическом строительстве требуется усовершенствование его нормативно-правовой базы в плане разработки более эффективных и точных механизмов согласования интересов строителей и местного населения, позволяющих переводить протестное движение последнего в содержательное русло конструктивного диалога.

Представляется целесообразным разработать пакет нормативных документов, регламентирующих взаимодействие организаций, осуществляющих проектирование, строительство и эксплуатацию гидроэнергетических сооружений, с местным населением.

В отличие от городского строительства, где правовые нормы взаимоотношений между строителями и местным населением рассеяны по многочисленным документам, для гидротехнического и энергетического строительства было бы полезным сосредоточить их в одном нормативном документе об обязательном проведении социального мониторинга гидроэнергетического объекта.

Социальный мониторинг является технологией, обеспечивающей предотвращение и снятие конфликтов между энергетиками и местным населением на протяжении всего существования гидроэнергетического объекта, начиная с социальной адаптации его предпроектных разработок и проекта. Как и в градостроительстве, эта технология базируется на согласовании интересов, но основной упор в ней делается на предотвращение конфликта, что достигается путем постоянного проведения мониторинга социальной ситуации, складывающейся вокруг гидроэнергетического объекта. В случае, если мониторинг выявляет предпосылки к возникновению конфликтной ситуации, проводятся специальные исследования, в ходе которых выявляют причины недовольства населения и находят взаимоприемлемый компромисс. Организационная схема и содержание социального мониторинга ясны из рис. 1.

Структуру мониторинга образуют две основные службы: служба исследования и анализа социальной ситуации и служба согласования интересов социальных субъектов.

Служба исследования и анализа социальной ситуации управляется строителями. Она осуществляет мониторинг социальной ситуации в районе гидроэнергетического объекта с целью прогнозирования и диагностики возникновения социального

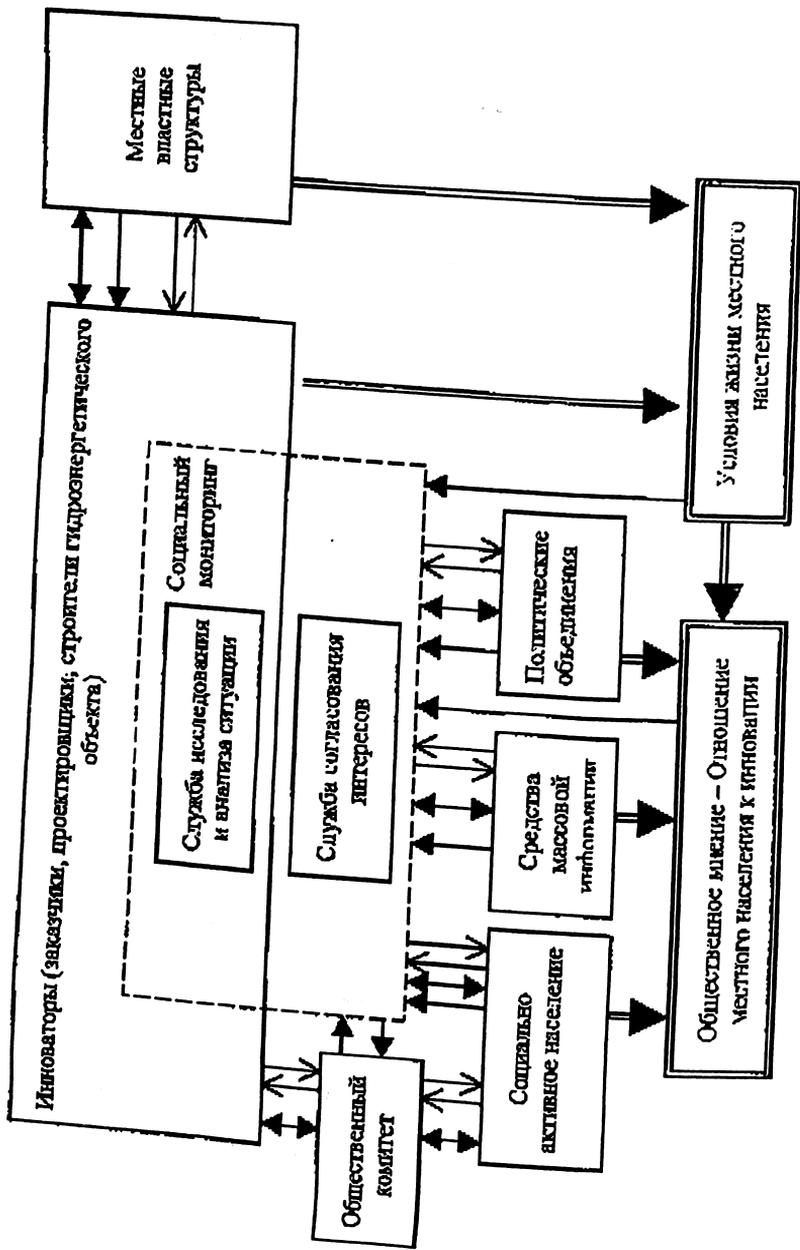


Рис. 1. Организационная схема социального мониторинга для выявления и предотвращения возникающих конфликтных ситуаций, связанных с гидроэнергетическим объектом

← → - информация, ↔ - коммуникация, → - управление,  
 - - - - - взаимодействие субъектов, □ - структурные единицы структуры.

конфликта.

Служба согласования интересов социальных субъектов организуется строителями при появлении угрозы возникновения социального конфликта, но не подчинена им, так как образуется путем заключения договора с профессиональными независимыми социологами. Это дает службе согласования интересов соответствующий статус посредника, способствующий установлению атмосферы доверия между населением и строителями, необходимой для нахождения компромисса.

Помимо этих служб создается общественный комитет, который осуществляет включение широкой общественности в работу по согласованию интересов. В комитет входят представители и строителей, и населения. Он функционирует постоянно, оперативно разрешая противоречия без посредничества социологов. Решения общественного комитета обладают высокой легитимностью в глазах населения в силу его независимости.

Проведение социального мониторинга по предлагаемой схеме, апробированной на практике [1], позволит предотвращать возникновение конфликтной ситуации вокруг гидроэнергетического объекта и, тем самым, сократить социальный ущерб от возможного развития конфликта.

Сегодняшняя необходимость разработки подобного документа подтверждается не только имевшими место в недавнем прошлом социальными конфликтами вокруг гидротехнических объектов, но и острыми социальными конфликтами, постоянно возникающими при всех видах сколь либо крупного строительства, например при строительстве МКАД [14, 15].

В настоящее время встают вопросы завершения начатого строительства ряда гидроэнергетических объектов, в том числе Богучанской, Зеленчукской ГЭС. Очевидно, что понадобится достраивание и реконструкция тех или иных объектов, а также строительство новых гидроузлов.

Потребность ввода в ближайшем будущем новых энергетических мощностей, необходимых для развития народного хозяйства, осознается в той или иной степени как в РАО «ЕЭС России», так и в Правительстве РФ.

Как показывает российская и зарубежная практика, гидротехническое строительство всегда сопровождается социальными конфликтами. Во избежание нарастания социальной напряженности, следует уже сейчас быть готовыми к их своев-

ременному предотвращению, то есть иметь необходимую нормативно-правовую базу и механизмы ее реализации.

#### ЛИТЕРАТУРА.

1. Каякин В.В., Мулина А.В. Социально-экологический мониторинг при гидротехническом строительстве. //Гидротехническое строительство. 1993. №3.
2. Каякин В.В., Мулина А.В., Новожилов А.П. Оценка воздействия Крапивинского узла на окружающую среду. //Гидротехническое строительство. 1993. №2.
3. О безопасности гидротехнических сооружений. Федеральный закон №117 ФЗ от 21 июля 1997 года. Принят Государственной Думой 23 июня 1997 года. //Российская газета. 29 июля 1997.
4. Положение о декларировании безопасности гидротехнических сооружений. //Российская газета. 26 ноября.1998.
5. Положение о порядке возмещения убытков собственникам земли, землевладельцам, землепользователям, арендаторам и потерь сельскохозяйственного производства. Постановление от 28.1.1993 г. №77. /Российская газета 24 февраля 1993.
6. Порядок разработки, согласования, утверждения и состав обоснований инвестиций в строительство предприятий, зданий и сооружений. Минстрой России. М.: 1995.
7. Руководство по экологической экспертизе предпроектной и проектной документации. М.: 1994.
8. Об экологической экспертизе. Федеральный Закон № 174 ФЗ от 23 ноября 1995 года. //Российская газета, 30 ноября 1995.
9. О проведении социальной экспертизы городских инвестиционных программ в части их влияния на создание и сохранение рабочих мест. Постановление Правительства Москвы от 13 октября 1998 года №791. /Тверская, 13. 1998. №46.
10. Закон города Москвы «О защите прав граждан при реализации градостроительных решений в городе Москве (25.06.97г. №28-51). //Ведомости Московской Думы. 1997. №7.
11. Закон города Москвы «О консультативном опросе граждан в районе города Москвы» (25.06.97г. №21). //Ведомости Московской Думы. 1997. №7.
12. Закон города Москвы «Об обращениях граждан» (18.06.97.-№25) //Ведомости Московской Думы. 1997. №7.
13. Закон города Москвы «О местном референдуме в городе Москве» (25.06.97г. №22). //Ведомости Московской Думы 1997. №7.
14. Акимкин Е.М. Конфликтные социально-градостроительные ситуации - методы диагностики и разрешения. //Сборник материалов конференции «Наукограда России — 97» Обнинск: ГЦИПК. 1997.
15. Дридзе Т.М. Социальная диагностика в градостроительстве. //Социологические исследования. 1998. №2.

## О ПОВЫШЕНИИ «ЭКОЛОГИЧЕСКОЙ ЧИСТОТЫ» ГЭС

*Васильев Ю.С., академик РАН, доктор техн.наук,  
Елистратов В.В., доктор техн. наук,  
Масликов В.И., кандидат техн. наук (СПбГТУ)*

Подавляющее большинство инженерно-технических объектов воздействует на природную среду. Эта аксиома дает основание части населения сосредотачивать свое внимание на негативных проявлениях научно-технического прогресса (НТП). С диалектической точки зрения подобная деятельность весьма способствует самому НТП, так как побуждает специалистов работать в направлениях экологически чистых технологий. Полагаем, что в области гидроэнергетики имеются существенные возможности повышения «экологической чистоты» как действующих, так и планируемых ГЭС. В настоящее время накоплен значительный положительный опыт решения природоохранных проблем на действующих в России ГЭС [1].

Заметим, что решение технических задач эксплуатации ГЭС необходимо совместить с решением других давно назревших сопутствующих задач и в первую очередь экологических. Известно, что экологическая безопасность в последнее время стала приоритетной в оценке развития производства по сравнению даже с такими важными критериями, как экономический рост, прибыль, эффективность. Некоторое затишье после волны агрессивной критики экологических просчетов гидроэнергетики нельзя расценить как повод для спокойствия. Оно объясняется не столько достижениями в области экологической безопасности, сколько низкой активностью гидроэнергетического строительства. Первые же попытки оживить развитие отрасли, даже в рамках реконструкции и технического перевооружения ГЭС, могут вызвать новую, более агрессивную волну дискуссий и, как следствие, ограничительные меры. Демпфером этой волны должны стать конкретные и, по возможности, масштабные работы по обеспечению «экологической чистоты» ГЭС. В связи с этим очень важно определить первоочередные природоохранные мероприятия для включения в перечень работ при реконструкции и модернизации ГЭС.

Большую ценность представляет опыт персонала эксплуатационных служб ГЭС. Являясь, с одной стороны, квалифицированными специалистами, а с другой — местными жителями, они

наиболее полно и объективно могут оценить воздействия гидроэлектростанций на окружающую среду и мероприятия по обеспечению экологической безопасности. Следовательно, они являются источником зачастую уникальной информации, до настоящего времени практически не востребованной.

С целью сбора и обобщения информации о наиболее острых экологических проблемах в СПбГТУ совместно с АО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева» была проведена исследовательская работа. В ее основу были положены ответы на разосланные анкеты. Анкета включала вопросы о параметрах ГЭС, а также перечень необходимых природоохранных мероприятий, предполагаемых к осуществлению при реконструкции ГЭС (применительно к основным гидротехническим сооружениям, верхнему и нижнему бьефам ГЭС), состоящий из 13 разделов. Были выделены следующие мероприятия:

- очистка от мусора, затопленных и плавающих предметов;
- защита берегов от разрушения;
- управление качеством воды;
- борьба с затоплением и подтоплением земель;
- обеспечение жизнедеятельности гидробионтов (рыбы, планктон и других водных организмов);
- борьба с цветением воды;
- предотвращение загрязнения водоемов при эксплуатации судов;
- поддержание естественного температурного режима воды в нижнем бьефе ГЭС;
- поддержание естественного режима твердого стока в нижнем бьефе ГЭС;
- обеспечение безопасности окружающей среды при возмущенной сейсмичности;
- борьба с кровососущими насекомыми;
- управление отдыхом населения;
- прочие мероприятия.

Каждое из предлагаемых в анкете мероприятий было снабжено подробным перечнем видов работ с указанием степени их значимости: «крайне необходимо», «желательно», «нет надобности». Кроме того, в анкете предусматривалась возможность определения источника финансирования мероприятия, при этом рассматривались варианты:

- централизованный (федеральный бюджет, федеральный экологический фонд, средства РАО и т.д.);
- региональный (республиканский, краевой, областной, город

ской бюджету, муниципальный экологический фонд, средства энергосистемы и т.д.);

собственные средства станции.

В анкету также был включен раздел, содержащий сведения об эксперте (должность, стаж работы и т. д.). Это позволяет учитывать степень достоверности и компетентности ответа. Анкеты были разосланы на все эксплуатируемые ГЭС и каскады ГЭС России, а также в управления эксплуатации водохранилищ Роскомвода. Примерно от 70% запрашиваемых станций были получены ответы.

Данные, полученные в результате многократного анкетирования эксплуатационных служб, послужили основой для создания базы данных автоматизированной информационно-аналитической системы «Экологически чистая ГЭС».

Использование новых компьютерных технологий позволяет анализировать множество параметров, характеризующих экологическую ситуацию в зоне ГЭС, а также обширную информацию по первоочередным природоохранным мероприятиям, степени важности и видам работ, источникам их финансирования.

При разработке структуры базы данных и алгоритмов упомянутой системы учитывалась необходимость обеспечения наглядности и удобства анализа.

Функционирование автоматизированной информационно-поисковой системы осуществляется в режимах поиска, обработки и корректировки.

Работа в режиме «ПОИСК ПО ПАРАМЕТРАМ» позволяет получить данные анкет по природоохранным мероприятиям, содержащие оценку степени целесообразности способа их реализации с указанием источника финансирования работ.

Работа в режиме «ПОИСК ПО НАЗВАНИЮ» позволяет получить для выбранной ГЭС общие сведения и перечень всех природоохранных мероприятий с указанием вида работ, степени их целесообразности и источников финансирования.

Работа в режиме «ОБРАБОТКА» позволяет получить информацию в виде гистограмм распределения по различным укрупненным параметрам и информацию по составляющим каждого пункта гистограмм, а также сгруппировать ГЭС по видам работ.

Работа в режиме «ВВОД и КОРРЕКТИРОВКА» позволяет осуществить развитие и наполнение системы.

По результатам анкетирования сотрудников 43 ГЭС можно выделить группу мероприятий, которые эксплуатационный персонал считает крайне необходимыми для включения в перечень ра-

бот при реконструкции и экологической модернизации ГЭС.  
Эти сведения представлены в табл. 1

Из таблицы 1 следует, что наиболее часто среди ответов на воп-

Таблица 1

*Количество положительных ответов, указывающих на необходимые виды природоохранных мероприятий*

№ пп	Наименование мероприятия	З о н а в е р х н е г о б њ е ф а г и д р о у з л а	З о н а о с н о в н ы х г и д р о с о о - р у ж е н и й	З о н а н и ж н е г о б њ е ф а н а в о д о т о к е
1	Очистка от мусора, затопленных и плавающих предметов	34	28	0
2	Защита берегов от разрушения	18	8	3
3	Управление качеством воды	53	46	45
4	Борьба с затоплением и подтоплением земель	12	2	3
5	Обеспечение жизнедеятельности гидробионтов (рыбы, планктона, других водных организмов)	20	10	13
6	Управление отдыхом населения	13	3	4
7	Борьба с цветением воды	10	2	2
8	Предотвращение загрязнения водоемов при эксплуатации судов	5	3	5
9	Поддержание естественного температурного режима в нижнем бьефе ГЭС	3	3	1
10	Поддержание естественного режима твердого стока в нижнем бьефе ГЭС	4	5	5
11	Обеспечение безопасности окружающей среды при возбужденной сейсмичности	9	2	6
12	Борьба с кровососущими насекомыми	2	1	4
13	Прочие	4	5	1

росы анкеты отмечались мероприятия:

1. Очистка от мусора и затопленных предметов (в зонах верхнего бьефа и основных гидротехнических сооружений).

2. Управление качеством воды (в зонах верхнего бьефа, основных ГТС, нижнего бьефа).

Несколько реже отмечаются другие мероприятия. В табл. 2 в качестве примера представлена потребность по видам работ, наиболее часто отмечающихся в анкете мероприятий 1 и 3 из раздела «крайне необходимые».

По мероприятию 1 — «очистка от мусора, затопленных и плавающих предметов» для зоны верхнего бьефа — наиболее часто отмечается необходимость очистки от плавающей и затопленной древесины (21 положительный ответ), плавающих торфяников (6 положительных ответов).

По мероприятию 3 — «управление качеством воды» — наиболее часто отмечается необходимость создания системы контроля за качеством воды (12 положительных ответов), строительства очистных сооружений (9 положительных ответов), очистки замасленных стоков (6 положительных ответов).

Следует отметить, что на ряде станций придается большое значение работам по организации отдыха на водохранилищах (13 положительных ответов). Мероприятия 8–13, хотя и редко назывались в числе «крайне необходимых», представляют существенный интерес для инженерной поддержки экологической безопасности ГЭС, так как связаны со специфическими условиями работы.

В зоне основных ГТС распределение потребности природоохранных мероприятий по перечням работ, в основном, повторяет распределение работ в зоне верхнего бьефа гидроузла.

Для зоны нижнего бьефа по мероприятию 3 часто отмечается необходимость предотвращения попадания в воду турбинного масла (5 положительных ответов), очистки замасленных стоков (3 положительных ответа), строительства коллекторов для отвода сточных вод (2 положительных ответа), создания системы экологического мониторинга (10 положительных ответов).

Исходя из того, что любые, в том числе и крайне необходимые, природоохранные мероприятия могут быть выполнены только в случае решения вопроса с источниками финансирования, большое значение придавалось возможности финансировать работы самостоятельно гидроэлектростанциями, из собственных средств. К сожалению, только в отдельных ответах выражалась готовность финансировать некоторые мероприятия, невыполнение

**Распределение работ по природоохранным мероприятиям  
(количество положительных ответов)**

Наименование работ	Зоны гидроузла		
	Верхний бьеф	Основные гидротехнические сооружения	Нижний бьеф
<i>Очистка от мусора, затопленных и плавающих предметов</i>			
Очистка от плавающей древесины	12	8	
Очистка от затопленной древесины	9	6	
Очистка от плавающих торфяников	6	3	
Очистка от затопленных торфяников	2	1	
Реконструкция сороудерживающих решеток, в т.ч. механизмов для очистки решеток	2	10	
Прочие мероприятия по очистке водотока от мусора (из практического опыта эксплуатационных служб)	3		
<b>ИТОГО:</b>	<b>34</b>	<b>28</b>	
<i>Управление качеством воды</i>			
Строительство новых очистных сооружений	9	5	6
Реконструкция существующих очистных сооружений	6	3	8
Строительство коллекторов для отвода сточных вод	2	7	2
Создание водоохраных лесных полос	5	2	2
Предотвращение попадания турбинного масла	3	10	5
Очистка дренажных вод, фильтрующих через ГТС		3	2
Очистка замасленных стоков	6	9	3
Использование запасов воды в водохранилище для разбавления аварийных сбросов сточных вод в НБ	2	1	4
Создание системы контроля качества воды (система экологического мониторинга)	12	4	10
Ликвидация застойных зон и мелководий	2		2
Внедрение новых способов очистки воды в водохранилище	5	1	1
Прочие мероприятия по управлению качеством воды (из практического опыта)	1	1	0
<b>ИТОГО:</b>	<b>53</b>	<b>46</b>	<b>45</b>

которых, как правило, грозит штрафными санкциями (например, очистка замасленных стоков и др.). В большинстве ответов в качестве источника финансирования указывались местный и централизованный бюджеты.

Учитывая весьма ограниченные возможности последних, наиболее реальным выходом было бы включение стоимости природоохранных работ в тариф на электроэнергию. Такая практика уже находит применение за рубежом.

Отметим, что большинство экспертов, не выделившие природоохранные мероприятия в качестве крайне необходимых, отнесли их к разряду желательных. Следовательно, доля станций, на которых отмечена потребность в рассмотренных мероприятиях, резко возрастает, достигая по некоторым показателям 90%. Это говорит о том, что задача обеспечения экологической безопасности ГЭС является своевременной и актуальной.

Предлагаемая автоматизированная информационно-аналитическая система позволяет пользователю не только ознакомиться со всем спектром экологических проблем, но и дать рекомендации по выбору конкретных природоохранных мероприятий для каждой ГЭС с учетом возможностей их финансирования. Система предусматривает и ее насыщение маркетинговой, справочно-методической и технологической информацией.

Таким образом, имеется ряд конкретных проблем, имеются заказчики, способные хотя бы частично оплатить работы по решению этих проблем. Необходимы квалифицированные исполнители, в роли которых ранее выступали отраслевые НИИ и проектные институты. Однако в настоящее время эти организации резко ограничили круг решаемых задач, не всегда обладают специально подготовленными кадрами, имеющими опыт работы в сфере охраны окружающей среды. Кроме того, сложившаяся практика оплаты работ затрудняет обращение к ним эксплуатационных организаций. В этой связи перспективным становится использование потенциала высших учебных заведений, в большинстве сохранивших высококвалифицированные научные кадры и имеющих практически неограниченные возможности по привлечению творчески мыслящих молодых ученых и студентов к решению задач инженерной защиты окружающей среды при минимальных затратах. Определенные шаги в этом направлении предприняты в СПбГТУ, который является разработчиком информаци-

онно-аналитической системы «Экологически чистая ГЭС» и обладает информацией о первоочередных природоохранных мероприятиях по конкретным ГЭС.

Ряд вопросов из созданной базы данных этой системы может быть использован и уже используется в качестве тем рефератов, курсовых и дипломных работ. Совместно с преподавателями студенты выполняют первичные проработки наиболее острых вопросов на уровне литературного поиска, предварительных рекомендаций, что создает определенный научный и творческий задел для разработки конкретных природоохранных мероприятий для выбранной гидроэлектростанции. Даже такие предварительные проработки выявили ряд вопросов, которые могли бы стать темой серьезных исследований.

На этой стадии весьма большое значение имеют сложившиеся традиции совместных разработок с ведущими академическими институтами, в частности с Санкт-Петербургским Центром экологической безопасности РАН.

Следует отметить, что результаты исследований и разработок студентов, аспирантов и научных сотрудников могут стать основой новой базы данных по возможным направлениям решения конкретных экологических проблем. Кроме того, внедрение информационной системы в учебный процесс позволит готовить специалистов-энергетиков с широким кругозором по проблемам окружающей среды и владеющих навыками практического решения задач в этой области.

Непосредственная направленность работ на действующие гидроэлектростанции создает возможность для совместного сотрудничества с эксплуатационными службами, взаимного обмена опытом, а также привлечения специалистов-практиков к научным разработкам для повышения их квалификации.

В настоящее время безотлагательно требуется эколого-инженерное обустройство гидроэнергетических объектов. Для решения этого необходимы конкретные организационные действия со стороны руководящих органов энергетической отрасли.

## ЛИТЕРАТУРА

1. **Материалы** Всероссийского совещания гидроэнергетиков 23 – 24 октября 1996 г. Санкт-Петербург: АО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева». 1997.

## О ДЕЯТЕЛЬНОСТИ МЕЖДУНАРОДНОЙ КОМИССИИ ПО БОЛЬШИМ ПЛОТИНАМ

*Торопов Л.Н., кандидат техн.наук, член РНК СИГБ*

Международная комиссия по большим плотинам (СИГБ) была образована в 1928 г. со штаб-квартирой, которая находится в Париже.

Советский национальный комитет по большим плотинам (СНК СИГБ), правопреемником которого в соответствии с постановлением Правительства Российской Федерации от 1992 г. является Российский национальный комитет (РНК СИГБ), был принят в СИГБ в 1934 г., и с этого времени Российский национальный комитет сотрудничает с СИГБ через своих представителей, включенных в составы технических комитетов в качестве постоянных членов, либо наблюдателей, участвует в ежегодно проводимых Исполкомах, а также Конгрессах СИГБ, которые до 2000 г. проводились раз в три года, а с текущего года Конгрессы будут проводиться раз в четыре года.

В настоящее время СИГБ объединяет национальные комитеты 82 стран и является авторитетной неправительственной международной организацией, координирующей деятельность национальных комитетов стран-участниц.

Основной задачей СИГБ является обобщение и анализ накопленного мирового опыта по плотиностроению в целях содействия развитию и эффективному использованию водных ресурсов для выработки электроэнергии и на нужды ирригации, по строительству и эксплуатации гидроузлов с большими плотинами различного типа и назначения.

РНК СИГБ объединяет около 90 специалистов-гидротехников, представляющих 44 различные организации гидротехнического профиля. В него входят пять действительных членов Российской инженерной академии, один член-корреспондент РАН, крупнейшие специалисты-гидротехники, имеющие большой опыт практической работы в отрасли.

В апреле 1999 года Министр топлива и энергетики Российской Федерации Калужный В.И. своим распоряжением (№ К-61 от 15.04.99) утвердил обновленный состав Президиума Российского национального комитета СИГБ, в состав которого вошли ответственные работники Минтопэнерго России, РАО «ЕЭС России», проектных и научно-исследовательских организаций. Пред-

седателем РНК СИГБ вновь утвержден Академик Российской Инженерной Академии Семенов А.Н.

Свою деятельность СИГБ, как уже указывалось, проводит в основном через свои технические и специальные комитеты, создаваемые на определенный срок деятельности (обычно 3 — 6 лет). За это время, основываясь на национальном опыте и практике проектирования, строительства и эксплуатации гидротехнических объектов, технические комитеты должны обобщить накопленный по данной проблеме опыт и материалы, отражающие современные воззрения по затронутым вопросам, и подготовить к изданию специальные бюллетени с выдачей соответствующих рекомендаций по наиболее эффективным путям решения имеющихся общепромышленных проблем.

По конституции СИГБ перед ежегодным проведением Исполкома СИГБ заседает постоянно действующий Комитет по президентству, который рассматривает все вопросы повестки дня будущего Исполкома и вносит свои рекомендации по ним. Комитет детально рассматривает вопросы финансового положения СИГБ за истекший период, устанавливает величину финансового взноса каждой из стран-участниц СИГБ на следующий период (величина взноса зависит от количества построенных и строящихся плотин и выплачивается во французских франках), обсуждает издательскую деятельность СИГБ, а также предложения по кадровому замещению руководящих постов в СИГБ. Окончательные решения по указанным предложениям принимаются только на Исполкомах СИГБ, причем тайным голосованием.

В функции Комитета по президентству входят также рассмотрение предложений о создании, в случае необходимости, новых технических комитетов и утверждение сроков их функционирования, рассмотрение предложений о ликвидации технических комитетов, период действия которых истек, утверждение персоналий председателей и вице-председателей технических комитетов, принятие решений о вводе в состав действующих комитетов дополнительных членов (по рекомендации председателей национальных комитетов).

Из 82 стран-участниц СИГБ в состав Комитета по президентству входят Председатели наиболее влиятельных 18 Национальных комитетов, в том числе и Председатель Российского национального комитета СИГБ. Кроме того, в качестве почетных членов Комитета по президентству в него входят экс-президенты СИГБ, возглавлявшие эту организацию в прошлые годы.

Комитет по президентству занимает довольно жесткую пози-

цию в части своевременной уплаты ежегодных взносов за членство в СИГБ. В частности, в 1998 году за неуплату указанных взносов из состава СИГБ был исключен Национальный комитет Северной Кореи, в 1999 году — Судана. К сожалению, Российский национальный комитет со значительными трудностями добивается выделения из бюджета необходимых средств для своевременной оплаты этих ежегодных взносов, которые обеспечивают пролонгацию нашего участия в деятельности СИГБ. В качестве примера целесообразности такого участия в СИГБ можно привести поданные в 1999 году заявки Национальных комитетов Латвии и Армении на прием в качестве официальных членов СИГБ. Указанные заявки будут рассмотрены на 68 Исполкоме СИГБ в 2000 году в Пекине.

Помимо Комитета по президентству в СИГБ в настоящее время действуют 19 тематических технических комитетов, в 13 из которых принимают участие представители Российского национального комитета. (Следует отметить, что, к сожалению, некоторые представители Российского национального комитета в течение нескольких последних лет практически не могут принимать активного участия в работе своих технических комитетов, прежде всего из-за финансовых проблем. По действующему в настоящее время положению, финансирование поездки для участия в заседаниях технических комитетов и для участия в работе Исполкомов СИГБ должны осуществлять организации, в которых работают указанные лица. Ввиду ограниченности валютных средств необходимость выделения валюты на указанные цели не всегда находит должного понимания у руководителей этих организаций).

Кратко остановимся на деятельности *основных технических комитетов СИГБ*.

*В комитет по компьютерным аспектам анализа и проектирования плотин* (срок действия комитета 1993 — 1999 гг.) входят представители 14 стран, в том числе от российского национального комитета д.т.н., проф. Ляпичев Ю.П. (Университет Дружбы Народов). Возглавляет комитет представитель Италии, вице-председателем является представитель Французского национального комитета.

*В комитете по сейсмическим аспектам проектирования плотин* представлены национальные комитеты 22 стран, в том числе от России в его работе участвует д.т.н. Марчук А.Н. (Российская Академия наук). Срок действия работы этого комитета был определен

на 1997 – 1999 гг., но учитывая важность изучаемой проблемы, а также актуальность этой темы, особенно после августовского землетрясения 1999 года в Турции, на 67 Исполкоме в Анталье было принято решение о продлении срока деятельности этого комитета еще на два года. Председателем комитета является югославский проф. А. Бозович.

*В комитет по гидравлике плотин* (срок действия 1996 – 2002 гг.) который возглавляет представитель Голландии, входят 19 специалистов из разных стран, в том числе от России Семенов В.М.

*Технический комитет по бетону для плотин* возглавляет канадский проф. Р. Шарвуд. Срок деятельности этого комитета определен с 1997 по 2003 год. В комитете работают представители 20 национальных комитетов, от Российского национального комитета в работе комитета принимает участие к.т.н. Осипов А.Д.

*В технический комитет по материалам для набросных плотин* (1995 – 2001 гг.) входят представители 18 стран. Председателем комитета является проф. А. Марулаида (Колумбия), а вице-председателем - представитель РНК к.т.н. Радченко В.Г. (АО «ВНИИ им. Б.Е. Веденеева»).

*Технический комитет по определению стоимости плотин* (1997 – 1999 гг.) возглавляет проф. Ф. Ламперье (Франция), членом комитета от российской стороны является начальник департамента РАО «ЕЭС России» к.т.н. Лашенов С.Я. В состав комитета входят представители 20 стран. Учитывая, что в установленные сроки комитет по определению стоимости плотин не успел завершить работу по составлению отчетного бюллетеня, срок его действия продлен еще на два года.

*Технический комитет по охране окружающей среды* (со сроком функционирования 1997-2003 гг) объединяет специалистов 26 стран. Представителем от РНК является д.т.н. Асарин А.Е. (ОАО «Институт Гидропроект»). Председателем комитета является канадский проф. Г. Гуертин.

*Технический комитет по фундаментам плотин* имеет срок полномочий 1997-1999 гг. Председателем комитета является проф. Р. Бреннер (Швейцария). В него входят представители 23 стран, а от РНК — Яковлев Н.Н. (ОАО «Ленгидропроект»). Комитет завершил свою деятельность, подготовив к изданию бюллетень с рекомендациями по проектным решениям по основаниям для высоких плотин.

*Технический комитет по хвостохранилищам* (со сроком действия 1995 – 2001 гг.) объединяет представителей 17 стран и работает

под председательством проф. А. Пенмана (Великобритания). Российским представителем в этом комитете является проф. А.М. Гальперин (Московский Горный Университет).

*В технический комитет по плотинам и наводкам* (1994 – 2000 г.г.) входят представители 20 стран. Председателем комитета является проф. Л. Берга (Испания), от РНК в его работе участвует д.т.н. Асарин А.Е. (ОАО «Институт Гидропроект»).

*В технический комитет по пограничным рекам* (1997 – 2003 г.г.) входят 22 члена. Председателем комитета является проф. С. Робертс (ЮАР), а российским представителем — Семенков В.М.

К сожалению, в работе таких технических комитетов, как *по реконструкции плотин* (1994 – 2000 г.г., 18 стран), *по связям с общественностью* (1998 – 2004 г.г., 15 стран), *по мировому регистру плотин* (1998 – 2004 г.г., 16 стран), *по автоматическому мониторингу плотин и оснований* (1993 – 2000 г.г., 18 стран), *по экономической эволюции и финансированию проектов плотин* (1998 – 2004 г.г., 17 стран), *по роли плотин в развитии речных бассейнов* (1998 – 2004 г.г., 11 стран), *по функционированию и стратегии развития ICOLD* (1996 – 2002 г.г., 13 стран), российские представители не участвуют.

По действующей конституции СИГБ в каждом техническом комитете может быть только по одному официальному представителю от национального комитета, при этом один и тот же представитель национального комитета может участвовать в работе не более двух комитетов.

Для участия российских представителей в работе комитетов, в которых пока нет представителей нашей страны, требуется увеличение числа активных членов РНК СИГБ и решения организаций, которые они представляют, по финансовым вопросам для возможности командирования этих сотрудников на заседания Комитетов и Исполкомов.

На 66 Исполкоме СИГБ в Индии в 1998 году были выбраны четыре основных технических вопроса для обсуждения их на 20 Конгрессе СИГБ в Пекине в 2000 году. Придавая исключительное значение оценке риска в плотиностроении и пользуясь правом Президента СИГБ, проф. Хоег (Норвегия) выступил с предложением включить в программу Конгресса первым вопросом (№ 76 от начала проведения Конгрессов) вопрос об «Использовании анализа риска при принятии решений по обеспечению безопасности плотин». Данное предложение было поддержано всеми делегациями национальных комитетов, что дополнительно

подчеркивает важность этой проблемы для современного плотиностроения.

Генеральным докладчиком по указанному вопросу утверждён проф. А. Вильямс (Австралия), который является одновременно председателем технического комитета СИГБ по безопасности плотин.

Более подробно остановимся на деятельности этого комитета.

*Комитет по безопасности плотин* (срок его функционирования 1997 – 2003 гг.) объединяет специалистов 25 стран. От РНК в его работе в качестве постоянного члена принимает участие автор этой статьи.

До 1998 года комитетом руководил проф. Р. Лафитт (Швейцария), а затем руководство комитетом возглавил проф. А. Вильямс (Австралия).

Следует отметить, что вопрос об обеспечении безопасности плотин с каждым годом становится все более актуальным для стран с различной степенью освоения гидроэнергоресурсов. Более того, эта проблема становится приоритетной даже для стран с высокой степенью освоения этих ресурсов, имеющих значительный опыт строительства и эксплуатации напорных сооружений, поскольку именно в странах с высокоразвитой экономикой начали освоение гидроэнергоресурсов раньше других стран.

В результате большинство построенных в этих странах плотин имеет достаточно «солидный» возраст. Поскольку указанные плотины проектировались и возводились по нормам и требованиям безопасности, действовавшим десятки лет назад, многие из них уже не в полной мере отвечают современным требованиям безопасности.

В настоящее время в решающую фазу завершения вступил подготавливаемый в течение ряда лет комитетом по безопасности плотин меморандум по этому вопросу.

Для завершения работы еще на 66 Исполкоме СИГБ в Нью-Дели было принято решение о привлечении двух основных авторов-координаторов по доработке меморандума (бюллетеня) — проф. МакДональда (Австралия) и проф. Дэвида Боулса (США). Следует отметить, что по структуре бюллетеня, содержанию отдельных глав и разделов имеются различные точки зрения у представителей различных национальных комитетов, в том числе у представителей Великобритании, Канады, Италии, Японии, Югославии. Для взаимного согласования позиций и нахождения

приемлемых формулировок координаторы документа летом 1999 года провели специальную встречу на Тайване, после чего членам комитета на обсуждение было предложено оглавление документа и тезисы по его основному содержанию.

Учитывая, что к данному вопросу имеется различный подход в различных национальных комитетах, председатель Комитета проф. А. Вильямс на заседании комитета в Анталье в 1999 году сделал обзор о поведенной работе, в том числе в части предлагаемой терминологии, плана и структуры бюллетеня, а также принимая во внимание различные точки зрения, имеющиеся у представителей различных национальных комитетов, рекомендовал дополнительно рассмотреть представленные материалы с тем, чтобы направить координаторам программы свои замечания.

Российский национальный комитет с привлечением специалистов, работающих в области обеспечения безопасности плотин, в ноябре — декабре 1999 года рассмотрел материалы первой редакции бюллетеня и проинформировал проф. А. Вильямса о своей позиции.

Первым, так называемым «президентским», вопросом на 20 Конгрессе СИГБ в 2000 году в Пекине будет вопрос 76 об обеспечении безопасности плотин. Генеральный докладчик по этому вопросу, проф. А. Вильямс, в основе своего доклада предполагает использовать материалы подготавливаемого возглавляемым им комитетом по безопасности плотин бюллетеня.

Учитывая значительные расхождения во взглядах на указанную проблему не только среди членов комитета по безопасности плотин, но и среди различных национальных комитетов, следует ожидать оживленной дискуссии по данному вопросу, что поможет специалистам-гидротехникам из различных стран сблизить свои позиции по столь сложной и актуальной проблеме.

## НАДЕЖНОСТЬ СОВРЕМЕННЫХ КАМЕННОНАСЫПНЫХ ПЛОТИН С ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМИ ЭКРАНАМИ В ВЫСОКОСЕЙСМИЧНЫХ РАЙОНАХ

Ляпичев Ю.П., доктор техн. наук (РУДН)

Как показывают натурные данные при землетрясениях, в грунтовых плотинах с железобетонными экранами возможны следующие виды сейсмодеформаций:

уполаживание (расползание) верхней части обоих откосов (в меньшей степени верхового) вследствие развития сдвиговых деформаций;

осадка и доуплотнение верхней пригребневой части профиля без образования подвижек (плоских поверхностей скольжения); сочетание обеих вышеназванных видов сейсмодеформаций.

В плотинах из виброукатанного камня с железобетонными экранами большая часть сейсмодеформаций относится к первому типу, так как максимальная степень плотности камня, достигаемая в большинстве этих плотин, приводит к тому, что в нем при сильных сейсмических толчках почти не происходит виброуплотнения, а чаще наблюдается дилатансия, обуславливающая некоторое расползание гребня плотины.

На основе опыта проектирования этих плотин в сейсмоактивных районах были получены средние заложения низовых откосов (табл. 1) (заложение верхового откоса 1,4–1,5), которые включены в Рекомендации по проектированию и строительству этих плотин [1].

В результате сравнения результатов расчетов сейсмодеформаций ряда подобных плотин с данными натуральных наблюдений за их поведением при землетрясениях была получена зависимость (рис. 1) между сейсмоосадкой гребня  $S_{sp}$  этих плотин и обобщенным индексом сейсмического воздействия  $I_s$ , предложенным в следующем виде:

$$J_s = A_0^{max} (M - 4,5)^3 \quad (1)$$

где  $A_0^{max}$  — ускорение колебаний основания в долях  $g$ ;  $M$  — магнитуда землетрясения.

Подобные результаты были получены по анализу расчетов сейсмостойкости 17 плотин, построенных в районах с сейсмичностью 8–9 баллов: Голилас (130 м) и Салвахинья (148 м) в Колумбии, Агуа-мильпа (187 м) в Мексике, Масар (171 м) в Эквадоре, Якамбу (162 м)

Таблица 1

Средние заложения низовых откосов грунтовых плотин  
с железобетонными экранами

Сейсмичность района строи- тельства	Магниту- да землетря- сения	Пиковое ускорение в долях g		Заложение низового откоса при перемещении гребня	
		в основании	на гребне	более 60 см	30—60 см
Умеренная (7 баллов)	6,5	0,1	0,25	1,35	1,4
	6,5	0,15	0,45	1,4	1,4
	7,5	0,15	0,45	1,4	1,4
	8,5	0,15	0,45	1,45	1,45
	6,5	0,3	0,75	1,5	1,5
Высокая (8 баллов)	7,5	0,3	0,75	1,55	1,6
	8,5	0,3	0,75	1,65	1,7
	6,5	0,5	1,0	1,55	1,55
Очень высокая (9 и более баллов)	7,5	0,5	1,0	1,6	1,65
	8,5	0,5	1,0	1,8	1,8

в Венесуэле. Коготи (84 м) и Санта Хуана (103 м) в Чили, Фортуна (105 м) в Панаме, Элдер (100 м) в США, Сиах-Бише-1 и 2 (85 и 128 м) в Иране, Сирата (125 м) в Индонезии и др. (табл. 2).

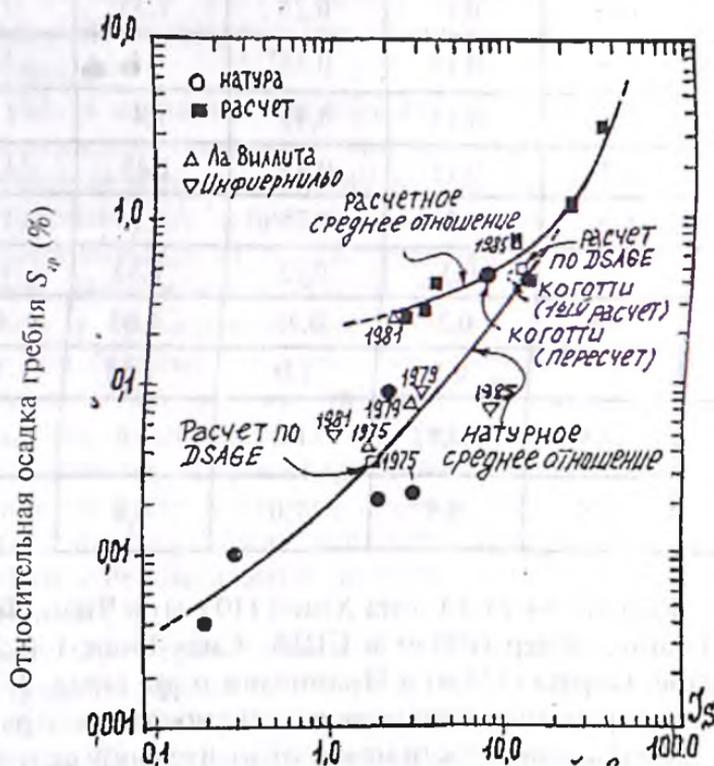
В результате параметрических расчетов сейсмостойкости ряда плотин были получены зависимости между относительной сейсмоосадкой их гребня ( $S_p$ ) при различном угле внутреннего трения камня и индексом сейсмического воздействия ( $I_s$ ), показанные на рис. 2.

Из этого рисунка следует, что повышение угла внутреннего трения камня с 35 до 50° в верхней трети плотины, расположенной в высокосейсмичном районе с индексом  $J_s=20$ , приводит к уменьшению сейсмоосадки гребня плотины с 2 до 0,7%, т.е. втрое. Это указывает на важность высокой степени виброукатки камня, его оптимального зернового состава и зонирования, особенно в верхней трети плотины.

Как известно, в последние 20 лет в ряде районов Латинской

Америки, Азии и США (в Калифорнии), в том числе в районах расположения этих плотин, произошли сильные землетрясения, которые, однако, не привели к каким-либо их повреждениям. В связи с этим следует отметить, что даже каменнонабросные (без укатки) плотины с многослойными железобетонными экранами, построенные по старой технологии в США, Чили, Югославии, Румынии и других странах, также выдержали очень сильные землетрясения, в том числе интенсивностью 8-9 баллов.

Наиболее сильное землетрясение с магнитудой 8-8,3 в Чили в



Индекс сейсмического воздействия

Рис.1. Зависимость натуральных и расчетных осадок гребня  $S_{гр}$  (%) ряда грунтовых плотин с железобетонными экранами от индекса сейсмического воздействия  $I_s$ .

1943 г. выдержала каменнонабросная плотина Коготти ( $H=84$  м) с многослойным железобетонным экраном, построенная в 1938 г. Плотина находилась в 89 км от эпицентра землетрясения, при этом уровень ВБ находился вблизи НПУ, что только увеличивало ее сей-

Зависимость относительных сейсмоосадок гребня  $S_p$  (в %H)  
17 грунтовых плотин с железобетонными экранами  
от индекса сейсмического воздействия  $I_s$

Плотина (страна)	Высота (м)	Ускорение в основании, $\beta$	Магнитуда землетрясения	Индекс сейсмо- воздействия, $I_s$	Сейсмоосадка гребня, %H	Программа расчета
Коготи (Чили)	84	0,20	8,3	11,0	0,45	Натура
Салвахинья (Колумбия)	148	0,25	7,4	6,1	0,20	QUAD-4
Голилас (Колумбия)	130	0,25	7,5	6,7	0,24	QUAD-4
Фортуна (Колумбия)	105	0,40	7,5	10,8	0,77	QUAD-4
Санта Хуана (Чили)	103	0,56	8,4	33,2	1,85	DSAGE
Элдер (США)	100	0,70	7,1	12,3	0,41	DSAGE
Террор Лейк (США)	50	0,50	6,5	4,0	0,13	DSAGE
Бальзам Медоу (США)	40	0,15	7,3	3,3	0,07	DSAGE
Сиах Бише-1 (Иран)	85	0,45	8,0	19,3	0,35	Makdisi-Seed (1978)
Сиах Бише-2 (Иран)	128	0,45	8,0	19,3	0,39	Makdisi-Seed (1978)
Кавар (Иран)	65	0,40	7,0	6,2	0,12	Hinton, Owen (1980)
Ируру (Перу)	50	0,40	8,5	25,6	1,37	FLUSH
Тоачи (Эквадор)	102	0,70	7,5	18,9	0,50	DSAGE
Мазар (Эквадор)	171	0,50	7,5	13,5	0,76	DSAGE
Маркабели (Эквадор)	192	0,25	7,5	6,7	0,22	DSAGE
Агуамильпа (Мексика)	187	0,40	7,7	13,1	0,65	FLUSH
Сирата (Индонезия)	125	0,35	6,5	2,8	0,24	QUAD-4

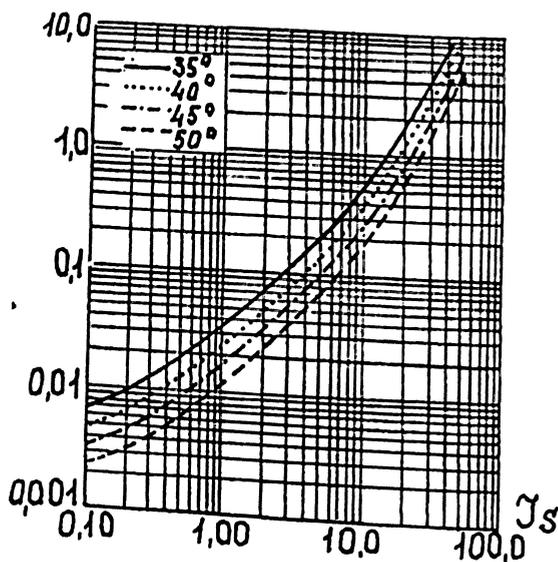


Рис.2. Зависимость натуральных и расчетных осадок гребня,  $S_p$  (%), ряда грунтовых плотин с железобетонными экранами от индекса сейсмического воздействия,  $I$ , при различном угле внутреннего трения камня,  $\varphi$ .

Плотина не получила никаких серьезных повреждений: сейсмоосадка ее гребня составила всего лишь 40 см или 0,45%  $H$ . Обратные расчеты сеймонапряженного состояния плотины, выполненные по программе DSAGE [2], показали, что сейсмоосадка ее гребня была вызвана виброуплотнением каменной наброски, что подтверждается резким уменьшением осадки гребня плотины после землетрясения. Учитывая, что принятые в этом расчете значения угла внутреннего трения каменной наброски (48-50°) завышены на 4-5°, можно считать, что расчеты по программе DSAGE с использованием упруго-идеально-пластической (билинейной) модели грунта примерно в 1,5-2 раза завышают сейсмоосадки в виброкатанном камне современных плотин с железобетонными экранами. Учитывая, что эксплуатационные осадки гребня этих плотин в 5-6 раз ниже осадок плотин старой постройки, сейсмоосадка плотины Коготи вследствие землетрясения 1943 г., если бы она была построена по новой технологии, не превысила бы 15 см или 0,2%  $H$ . Согласно обратному расчету сейсмостойкости этой плотины при магнитуде землетрясения  $M=8,0$  и ускорении колебаний основания  $A_n=0,19g$  максимальное ускорение на гребне плотины могло достигнуть  $A_{cp}=0,55g$ , что соответствовало среднему «пороговому» ускорению  $A_{пор}$  низового откоса, при котором коэффициент его сейсмостой-

тойчивости равен 1,0.

Приближенная оценка сейсмоосадки гребня  $S_{гр}$  (в см) грунто-вых плотин с железобетонными экранами может быть выполнена по следующей зависимости:

$$S_{гр} = 3 (0,1M)^{0,5} (A_{гр} - A_{нор})^{1,5} / A_{нор} \quad (2)$$

где  $A_{нор}$ ,  $A_{гр}$  обозначены ранее ( $A_{нор}$  взято из расчета сейсмоустойчивости откоса).

Зависимость (2) была проверена на натуральных данных по 5 плотинам (табл.3).

Ниже рассматриваются результаты расчетов по программе

Таблица 3

Плотина	Н.м	М	$\Lambda_n, г$	$\Lambda_{гр}, г$	$\Lambda_{нор}, г$	Осадка гребня, $S_{гр}$ , см	
						Факти-ческая	По фор-муле (2)
Коготи (Чили)	84	8,0	0,19	0,55	0,25	40	34
Инfernильо (Мексика)	148	7,6	0,12	0,36	0,20	13	11
Виллита (Мексика)	60	7,6	0,13	0,38	0,30	4,5	2,5
Андерсон (США)	71	6,2	0,41	0,63	0,30	2,5	4,2
Элдер (США)	100	7,1	0,70	1,00	0,30	49	38

DSAGE сеймонапряженного состояния грунтовой плотины Тоачи высотой 102 м с железобетонным экраном, запроектированной недавно в Эквадоре с участием автора.

Для учета влияния гидродинамического давления ВБ использовалась усовершенствованная в 1985 г. версия известной программы FLUSH, названная SuperFLUSH [3], основанная на эквивалентно линейных динамических характеристиках грунтов. Программа позволяет учесть влияние сжимаемости воды ВБ и ее взаимодействие с сухой грунтовой плотинной. В программе решается уравнение Навье-Стокса движения невязкой сжимаемой жидкости, что позволяет описывать динамические эффекты, вызванные образованием на поверхности ВБ гравитационных волн. С помощью этой программы был выполнен расчет динамической реакции этой

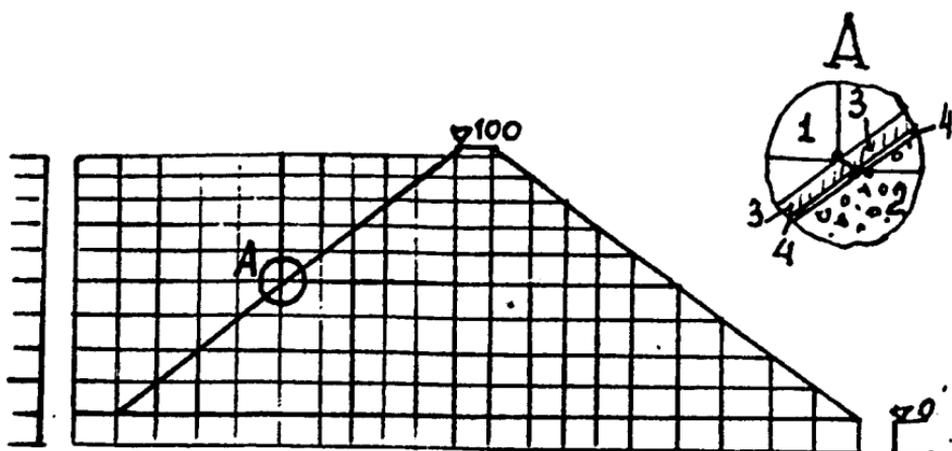


Рис.3: Конечно-элементная сетка грунтовой плотины с железобетонным экраном ( $H=102$  м) в расчете сейсмостойкости по программе SuperFLUSH: 1 – элемент ВБ; 2 – элемент насыпи; 3 – элемент плиты экрана; 4 – контактный элемент.

Заложение верхового откоса плотины — 1,3, низового — 1,4. Сетка конечных элементов, показанная на рис.3, включает 211 узловых точек, 122 элемента плотины, 9 балочных элементов экрана, 54 водных элемента и 10 контактных (шовных) элементов по контакту воды с экраном. Размеры элементов были определены из условия распространения сейсмических волн в теле плотины при значении коэффициента  $K_{\max}=180$  для камня в эквивалентной формулировке определения динамического модуля сдвига, предложенной Б.Сидом в 1970 г. [4]. В качестве расчетного сейсмического воздействия использовалась синтетическая акселерограмма с пиковым ускорением  $0,7g$  и продолжительностью 30 сек.

На рис. 4 показано влияние ВБ на распределение ускорения  $g$  по высоте плотины (а — по верховому откосу, б — по центральной оси плотины). Расчетные ускорения вдоль верхового откоса и по середине плотины снижаются при учете влияния ВБ. Наибольшее снижение ускорения (19%) наблюдается на уровне  $0,49H$  вдоль центральной оси плотины. Основной тон собственных колебаний плотины без и с учетом ВБ не изменился ( $0,79$  с), что соответствует натурным данным динамических испытаний (с помощью тяжелых вибрационных машин) плотины-аналога Рама ( $H=99$  м, Югославия) с многослойным железобетонным экраном. Низкая чувствитель-

ность основного периода колебаний плотины влиянию ВБ объясняется воздействием гидростатической пригрузки верхового откоса, которая увеличивает эффективные напряжения в верховой призмe, что приводит к росту модуля сдвига.

Таким образом, рост динамической жесткости плотины уравни-

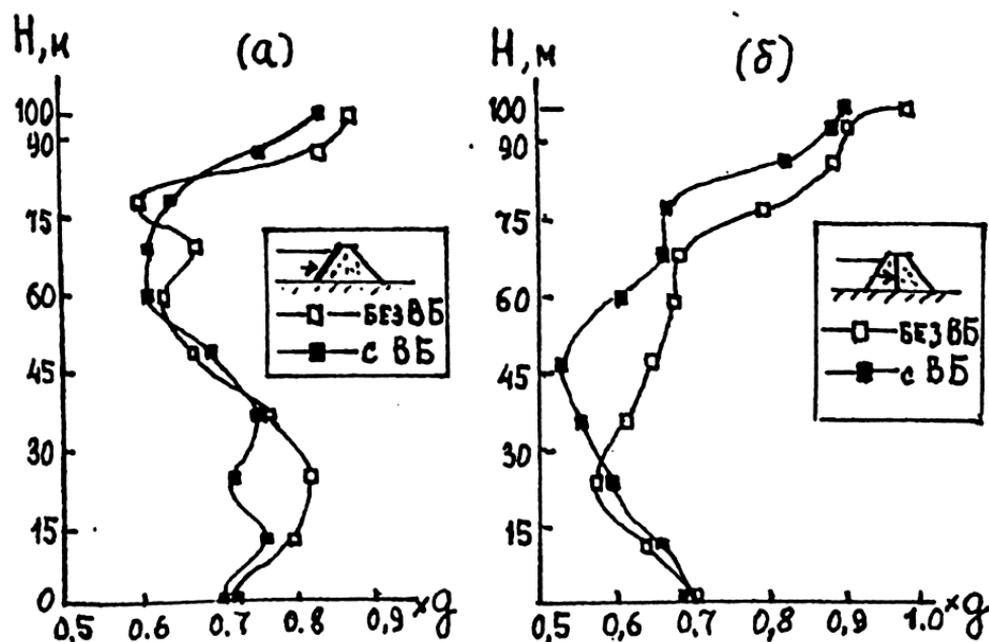


Рис. 4. Влияние ВБ на распределение ускорения по высоте грунтовой плотины с железобетонным экраном ( $H=102$  м):

а — по верховому откосу; б — по центральной оси плотины.

вешивает эффект присоединенной массы воды ВБ, и основной тон колебаний плотины не изменяется. Кроме того, гидростатическая пригрузка верхового откоса уменьшает динамическую реакцию плотины при землетрясении, что приводит к уменьшению кумулятивных смещений, определяемых по методу Ньюмарка, при эквивалентно-линейном расчете динамической реакции плотины.

В принятой расчетной схеме бетонный экран может свободно перемещаться вдоль подэкрановой переходной зоны. В сетке конечных элементов на рис. 3 балочные (экрана) и грунтовые элементы связаны в общих узловых точках. Поэтому в расчетах не определяются точные осевые усилия в элементах экрана, но учитывается влияние

гидродинамического давления воды на изгибающие моменты и поперечные усилия в экране, считая, что экран находится в постоянном контакте с подэкрановой зоной. Изгибающие моменты в экране, определенные с учетом гидродинамического давления воды, на отм. 79м снизились на 10% (от 8,7 до 7,9 тм/пог.м), а на отм. 48м возросли на 47% (от 7,9 до 11,5 тм/пог.м) от величины моментов, определенных без учета этого давления.

Сдвигающие напряжения в камне мало зависят от гидродинамического давления воды. Например, на отм.43 м максимальные сдвигающие напряжения с учетом этого давления лишь на 2-5% ниже тех же напряжений, которые определялись без учета влияния этого давления вблизи низового откоса плотины. Сдвигающие напряжения с учетом гидродинамического давления постепенно возрастают по направлению к верховому откосу, где они на 17% превышают те же напряжения, определенные без учета гидродинамического давления.

Детальный расчет сейсмонапряженного состояния этой плотины был продолжен с использованием ранее упомянутой программы DSAGE, что позволило определить динамические усилия, действующие в экране. Как уже отмечалось, в этой программе реализуется плоская нелинейная динамическая задача, основанная на явной конечно-разностной схеме. Сетка МКР для этой плотины показана на рис. 5 и включает 94 зоны (элемента) и 107 узлов. В программе определяющие уравнения для грунтовых материалов решаются пошаговым способом на каждом интервале времени, который принят очень малым, равным 0,001 с по сравнению с 0,02 с в программе SuperFLUSH. Это позволило каждую зону грунта рассматривать как отдельный элемент, что сильно отличается от обычной (неявной) конечно-элементной схемы решения задачи, в которой возмущения в одной узловой точке влияют на всю глобальную матрицу жесткости. Поэтому прохождение волны сжатия через среду не может распространяться в конечно-разностной модели плотины от одного узла к другому вследствие малого шага времени, принятого в расчете по МКР. Это облегчает решение сложных нелинейных определяющих уравнений. В программе внутренние усилия в уравнениях движения уравновешены внешними нагрузками, которые включают инерционные массовые силы, пропорциональные плотности грунта и давлению ВБ. Давление воды на экран принято равным гидростатическому давлению, но вместо него в каждой узловой точке на поверхности экрана может быть задана функция давления воды, зависящая от времени.

В качестве уравнения состояния грунта использовалась упруго-пластическая модель Мора-Кулона, которая хорошо описывает де-

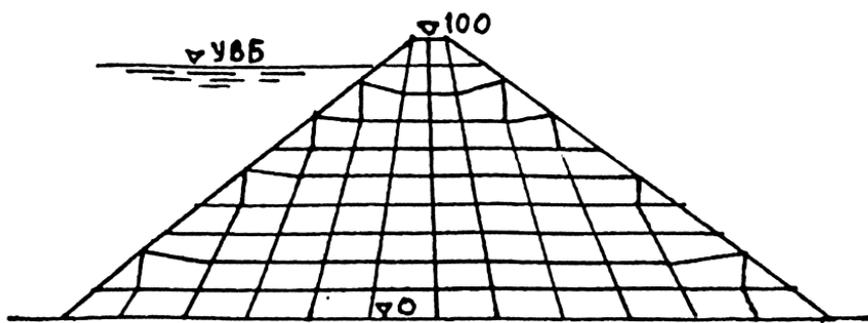


Рис.5. Конечно-разностная сетка грунтовой плотины с железобетонным экраном ( $H=102\text{м}$ ) в расчете сейсмостойкости по программе DSAGE

формируемость сухих крупнообломочных грунтов. В расчетах использовался нелинейный закон снижения угла внутреннего трения с ростом нормальных напряжений. На основе этой зависимости с помощью переменной поверхности нагружения определялась огибающая предельной поверхности Мора-Кулона. Для каждого элемента в каждый интервал времени определяется своя поверхность нагружения на основе текущего расчетного напряженного состояния в элементе. В расчете пластических деформаций виброукатанного грунта учитывалась его дилатансия. В упруго-пластическую модель Мора-Кулона было включено условие отсутствия растяжения в крупнообломочном грунте. Пиковое ускорение в этой плотине по программе DSAGE оказалось большим, чем по программе SuperFLUSH. Однако максимальное

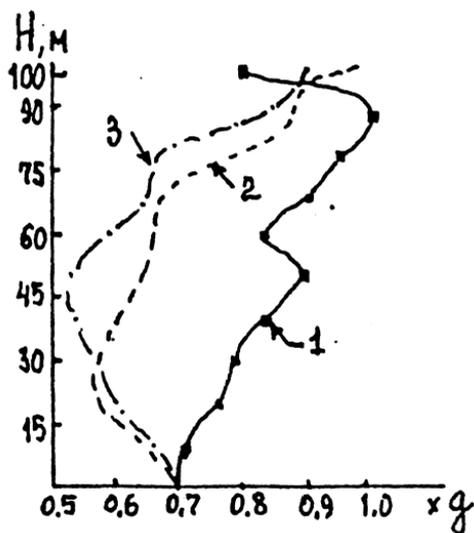


Рис.6. Распределение расчетных пиковых ускорений по центральной оси плотины ( $H=102\text{м}$ ): 1 — по программе DSAGE; 2 — по программе SuperFLUSH без учета ВБ; 3 — по программе Super FLUSH с учетом ВБ

ускорение на гребне плотины, равное 0,8g, оказалось меньшим, чем 0,97g (без учета ВБ) и 0,89g (с учетом ВБ), полученным по программе Super-FLUSH. Распределение пиковых ускорений по центральной оси плотины по обеим программам показаны на рис. 6. В целом, расчетные акселерограммы по программе DSAGE вдоль оси плотины на 30% превышают акселерограммы по программе SuperFLUSH. Это может быть следствием лучшей разложимости высокочастотного спектра в конечно-разностном решении.

На рис. 7 показаны расчетные (по программе DSAGE) остаточные деформации в плотине в конце расчетного сейсмического воздействия. Средняя осадка гребня плотины составила 49 см, го-

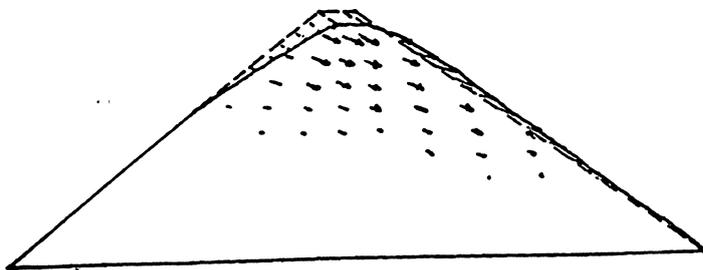


Рис.7. Векторы расчетных остаточных деформаций (их масштаб искажен) плотины с железобетонным экраном (H=102м) в конце сейсмического воздействия.

ризонгальное смещение гребня в сторону НБ - 85 см.

На основе анализа результатов расчетов сейсмостойкости плотины с экраном по программе DSAGE можно сделать следующие выводы:

1. С помощью программы DSAGE можно получить условную картину деформирования верхового откоса плотины при землетрясении, которую можно использовать для проектирования железобетонного экрана плотины.

2. Необратимые деформации в плотине увеличиваются по амплитуде от основания к гребню, что вызывает расползание верхней части плотины. Как показано на рис. 8, во время сильнейшей фазы землетрясения в большей части низовой призмы плотины в грунте появляются необратимые (пластические) деформации.

3. Большая часть пластических деформаций происходит в пер-

вые 12 с воздействия. В течение последующих 18 с, несмотря на пиковое ускорение в 0,31g (среднее ускорение для этого участка — 0,2g), заметного роста деформаций не наблюдается.

4. Последний участок расчетной акселерограммы может считаться эквивалентным землетрясению с магнитудой  $M=6,3$  и пиковым ускорением 0,31g, что соответствует ранее рассмотренному индексу сейсмического воздействия,  $I_s=1,93$ . Согласно натурной зависимости сейсмоосадок,  $S_{пр}$ , гребня грунтовых плотин с экранами и каменно-земляных плотин от индекса сейсмического воздействия  $I_s$ , показанной на рис. 1, для данной плотины, при  $I_s=1,93$ ,  $S_{пр} = 0,035\%$ , что совпадает с расчетной сейсмоосадкой гребня, равной 3,35 см или 0,034%.

5. Гидродинамическое давление ВБ является важным фактором, влияющим на боковые перемещения верхней части плотины в сторону НБ, когда в грунте развиваются пластические деформации.

6. Несмотря на воздействие мощного землетрясения с пиковым ускорением 0,7g, что соответствует магнитуде 7,1, плотина работает с большим запасом сейсмостойкости.

#### Выводы:

1. Грунтовые плотины с железобетонными экранами обладают более высокой надежностью, чем любые другие грунтовые плотины при сейсмических воздействиях интенсивностью 8-9 баллов вследствие отсутствия водонасыщения несвязных грунтов и опасности их разжижения, а также наличия благоприятной гидростатической пригрузки экрана и верховой призмы плотины, значительно превышающей инерционные нагрузки в неводонасыщенном грунте. Вследствие этого заметных деформаций в верховой призме и в плотине не происходит и устойчивость верхового откоса при 9-балльном землетрясении обеспечивается при его заложении, близком углу естественного обрушения откоса (1,4–1,5) и принятом во всех плотинах.

2. Наиболее опасен для сейсмоустойчивости верхового откоса случай глубокой сработки ВБ. Однако с позиций теории надежности этот случай не является расчетным, так как вероятность совпадения максимального возможного землетрясения (МВЗ) и глубокой сработки ВБ очень мала. Поэтому следует обеспечивать сейсмоустойчивость лишь короткого пригребневого участка экрана, непригруженного ВБ. Увеличение пригрузки ВБ достигается путем устройства на гребне этих плотин верховой парапетной подпорной стенки высотой 5-7 м с обратной засыпкой грунтом. Следует иметь в виду, что если даже МВЗ и вызовет повреждение

непригруженного водой верхней части экрана, это не приведет к опасным последствиям, так как эти повреждения могут быть устранены ремонтом.

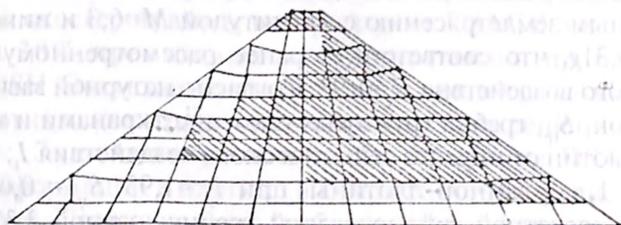


Рис. 8. Расчетные остаточные деформации (заштрихованы) в плотине с железобетонным экраном ( $H=102$  м) после первых 12 лет сейсмического воздействия.

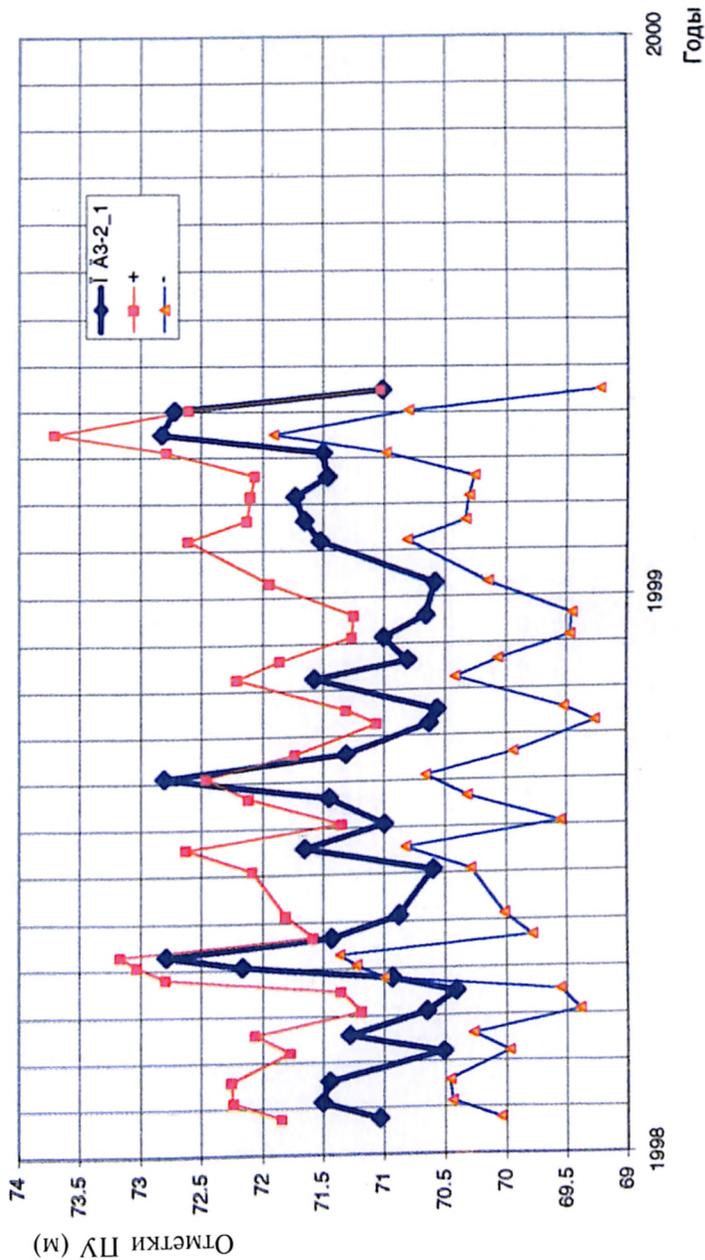
3. Расчеты сейсмостойкости ряда этих плотин в Латинской Америке на воздействие сильных землетрясений с учетом упруго-пластических свойств грунтов показали, что при заложении низового откоса 1.6-1.7 и отсыпке на нем (слоем 10-15 м) и в верхней части профиля плотины крупного камня с высоким углом внутреннего трения (45-50 град.) сейсмостойчивость низового откоса и всей плотины обеспечивается и сейсмоосадка гребня обычно не превышает 1%  $H$  при интенсивности землетрясения 9 баллов.

Вышеприведенные выводы подтверждаются фактом отсутствия серьезных повреждений экранов плотин, построенных в высокосейсмичных районах Латинской Америки, Азии и США и успешно перенесших ряд сильных землетрясений.

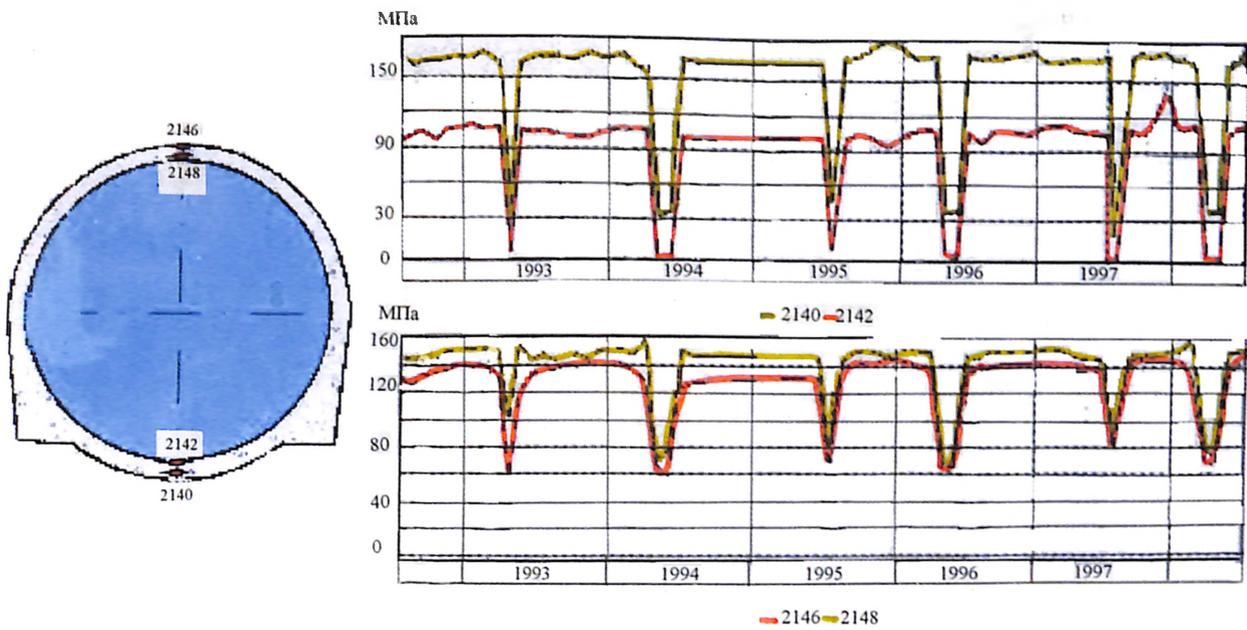
#### ЛИТЕРАТУРА

1. Ляничев Ю.П. Рекомендации по проектированию и строительству грунтовых плотин с железобетонными экранами. М.:РАО «ЕЭС России», 1995.
2. DSAGE: A computer program for dynamic soil analysis. Dames and Moore Co., USA. 1985.
3. SuperFLUSH: Computer program for equivalent-linear 2.3-D dynamic analysis of soil-structure interaction problems. EET Inc. USA. 1985.
4. Seed B., etc. Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis. EERC. Report 70-10. University of California, Berkeley, USA 1970.

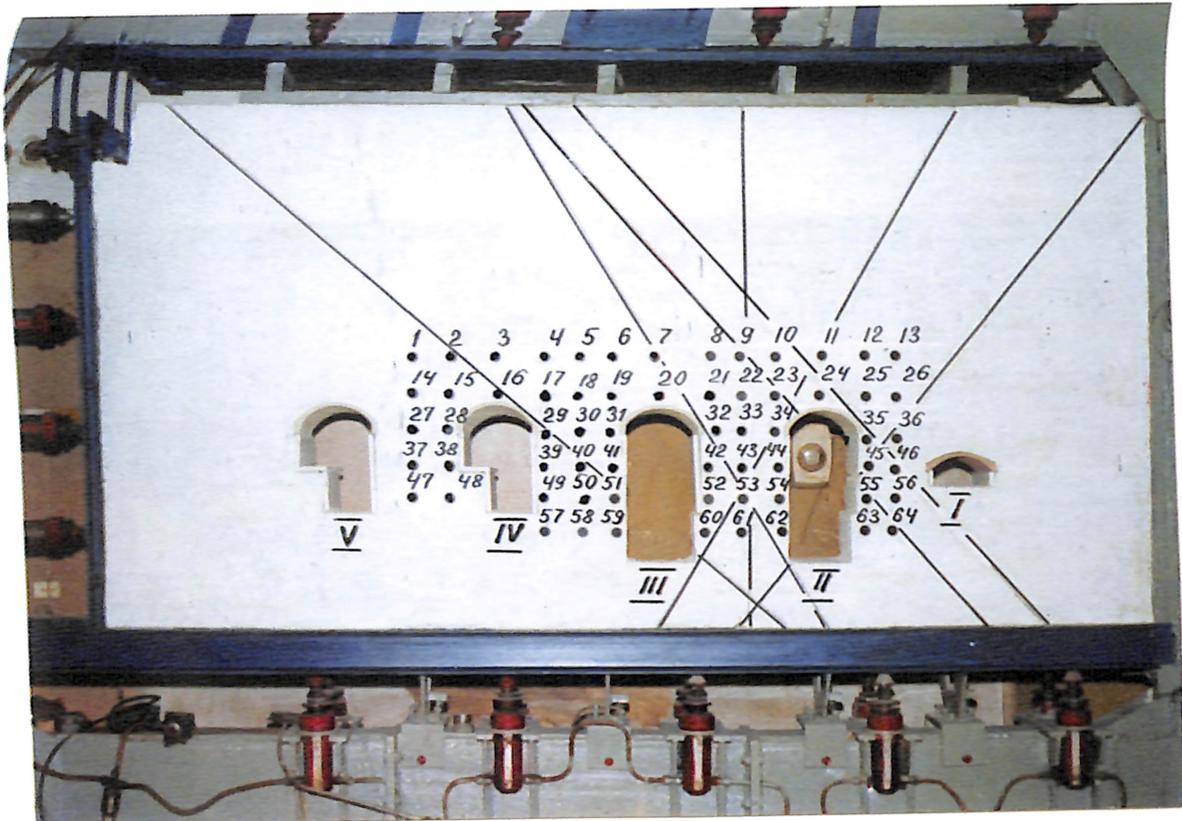
Пьезометр БПЗ-272



Графики изменения пьезометрического уровня, верхнего (+) и нижнего (-) контрольных значений этого уровня. (к статье Бердичевского Г.Ю. и др.)



Напряжение в арматуре при наполненном и опорожненном трубопроводе  
Загорской ГАЭС  
(к статье Блинова И.Ф. и Гальпериной Л.П.)



Модель из эквивалентных материалов выработок с крупными трещинами  
и метками для измерения перемещений  
(к статье Семенова И.В., Хачатурьяна Н.С., Горбова В.А.)



Курская АЭС.  
(к статье Рубина О.Д., Затворницкой Т.А., Ильина Ю.А. и др.)



Элементы конструкций теплоизоляции Консил  
(к статье Рубина О.Д., Затворницкой Т.А., Ильина Ю.А., и др.)



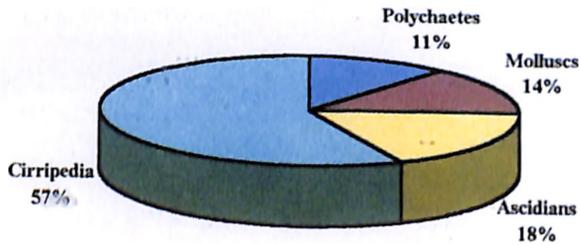
Арочная плотина Пудинг (КНР) из укатанного бетона в период строительства  
(к статье Когана Е.А.) Фото из журнала «The International Journal on Hydropower and Dams»



Установка под воду арматуры и щитовой опалубки для подводного бетонирования  
разрушенного участка крепления откоса отводящего канала на ПК8 Пермской ГРЭС  
(к статье Затворницкой Т.А. и др.)

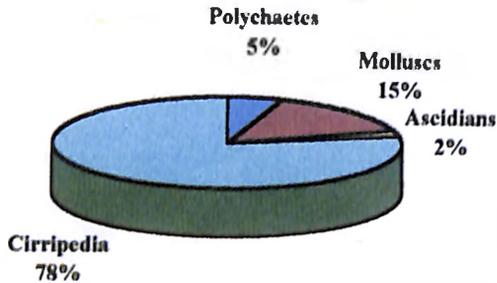
---

### Спокойное море



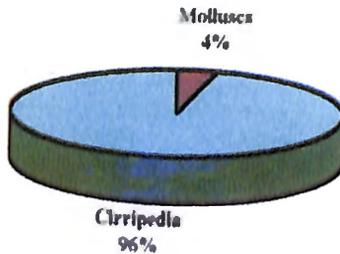
---

### Скорость течения 1 м/с



---

### Скорость течения 3 м/с



Состав биоценов обрастания при различных скоростях течения в районе Тутикорины (к статье Л.М. Микоц)

## ПРЕДЛОЖЕНИЯ О НОРМАТИВНОМ ДОКУМЕНТЕ ПО ЭКСПЛУАТАЦИИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

*Малаханов В.В., кандидат техн. наук (МГСУ)*

Законодательной базой современной гидротехники являются Водный кодекс РФ [1], Федеральный закон «О безопасности гидротехнических сооружений» [2], Строительные нормы и правила (СНиП) в их последней редакции 80-х годов. СНиП устанавливают обязательные требования ко всем стадиям разработки проектов гидротехнических сооружений и их реализации: к изысканиям, к проектам и строительным работам, и состоят из пяти частей:

I. Организация, управление, экономика.

II. Нормы проектирования.

III - Организация, производство и приемка работ.

IV - Сметные нормы.

V - Нормы затрат материальных и трудовых ресурсов.

Обязательные требования по эксплуатации гидротехнических сооружений лишь фрагментарно находят отражение в II и III частях СНиП и в основном регулируются ведомственными Правилами технической эксплуатации (ПТЭ), ведомственными нормами (ВСН), указаниями, инструкциями, положениями. Основное базовое требование к эксплуатации сооружений формулируется как необходимость поддержания такого состояния сооружения, которое бы отвечало требованиям второй части соответствующего СНиП. Реализация этого требования осуществляется путем организации визуальных осмотров и инструментальных наблюдений и выполнением текущих и капитальных ремонтов, целью которых является, по мере необходимости, обеспечение состояния сооружения, соответствующего исходным проектным требованиям.

В современных условиях в Российской Федерации большая часть эксплуатируемых гидротехнических сооружений находятся в организационном подчинении четырех ведомств:

Минэнерго - гидросооружения ГЭС, ГАЭС, ГРЭС;

Минтранс - гидросооружения водных путей и портов;

Минприроды - гидросооружения коммунального и мелиоративного назначения;

Госгортехнадзор - гидросооружения хранилищ вредных отходов.

Некоторое количество гидросооружений перешло в частное

владение различных частных предприятий и объединений, а значительное число в основном небольших гидросооружений в сельской местности стали бесхозными и перешли под управление местных администраций.

Помимо общефедеральных нормативов каждое министерство и ведомство имеет свои собственные технические условия и правила эксплуатации гидротехнических сооружений, положения о ремонтах и наблюдениях, содержащих как много общих положений, так и различий.

Накопленный отечественной и зарубежной гидротехникой опыт эксплуатации гидротехнических сооружений, принятие Водного кодекса Российской Федерации, введение в действие Федерального закона «О безопасности гидротехнических сооружений» с одной стороны, а с другой стороны значительная ведомственная научно-методическая разобщенность в области эксплуатации гидросооружений, старение гидросооружений и уроки аварий гидросооружений у нас и за рубежом — вот основные достаточные и необходимые предпосылки для создания нормативного документа, посвященного эксплуатации зданий и сооружений и в первую очередь гидросооружений как потенциально опасных по последствиям аварий. Основой такого документа, отражающего вопросы эксплуатации гидросооружений, может явиться СНиП, включающий основные базовые требования к эксплуатации гидротехнических сооружений, общие для всех типов гидросооружений без различия их ведомственной подчиненности.

В составе СНиП должны быть следующие основные разделы.

**Общие положения.** В этом разделе следует изложить основные правовые и нормативные требования к эксплуатации гидросооружений, вытекающие из положений Водного кодекса РФ, Закона «О безопасности гидротехнических сооружений», второй и третьей частей СНиП 2.06.01-86. Особое внимание необходимо уделить определению собственника гидросооружений, его прав, обязанностей и ответственности за эксплуатацию гидросооружений и поддержание их в работоспособном состоянии.

**Цель и задачи эксплуатации.** Цель эксплуатации гидросооружений - обеспечение надежного функционирования сооружения как технологического предприятия в соответствии с его назначением и требованиями к качеству продукции: электроэнергии, воды, судопропускной способности и др., с достижением максимальной экономической эффективности при соблюдении требований

безопасности, экологии и эстетики и с учетом требований и ограничений техногенной и социальной окружающей среды.

**Задачи эксплуатации гидросооружений:**

организация и выполнение систематического контроля состояния гидросооружения, обеспечивающего его постоянно текущую оценку, обоснованность ремонта и предупреждение аварий;

уточнение оптимальных режимов эксплуатации сооружения;

организация учета количества и качества воды, электроэнергии или другой продукции в соответствии с назначением сооружения;

определение состава и объема ремонтных работ, требуемых для поддержания необходимого уровня надежности сооружения;

обеспечение снижения или компенсации влияния неблагоприятных экологических последствий эксплуатации гидросооружений;

обеспечение эстетической и рекреационной привлекательности сооружений и водных объектов;

организация необходимого уровня безопасности и мер по предупреждению и ликвидации последствий возможных аварий гидросооружений с учетом рекомендаций МЧС.

Далее в СНиП следует последовательно развернуть основные положения по обеспечению реализации указанных выше задач эксплуатации.

**Эксплуатационные характеристики гидросооружений.** В этом основном разделе документа следует определить эксплуатационные характеристики гидросооружений, которые должны быть обеспечены при проектировании и строительстве, а в процессе эксплуатации контролироваться и по мере необходимости поддерживаться на требуемом уровне путем выполнения ремонтов и соответствующей организацией эксплуатации [5]. Перечень эксплуатационных характеристик гидросооружений должен включать следующие характеристики:

*функциональной надежности*, обеспечивающей непосредственное выполнение сооружением своих технологических функций;

*конструктивной надежности*: общая и местная устойчивость, общая и местная прочность, трещиностойкость, фильтрационная прочность, жесткость и др.;

*экологической приемлемости* последствий эксплуатации гидросооружений;

*уровня социальной необходимости* в эксплуатации гидросооружения;

*эстетической выразительности и привлекательности.*

Содержание раздела документа, посвященного определению возможных состояний эксплуатируемых гидросооружений, может базироваться на следующем.

В настоящее время вопрос об определении состояний эксплуатируемых сооружений приобрел особо актуальный характер по нескольким причинам. *Во-первых*, значительное число гидросооружений имеет срок эксплуатации свыше 40-50 лет, когда в результате процессов износа, коррозии и старения строительных материалов состояние сооружений все в большей мере не соответствует требованиям надежности. *Во-вторых*, определение степени износа и оценка состояния гидросооружений позволяют более обоснованно принимать решения о выборе и объемах текущих, капитальных или аварийных ремонтов. *В-третьих*, четкое определение состояния гидросооружений позволяет обосновать ограничения или снижение нагрузок на сооружение, состав и периодичность натурных наблюдений, своевременно реагировать на аварийно опасный характер развития процессов износа, деформаций, коррозии сооружений и предотвращать аварии, либо уменьшать их последствия путем своевременного принятия плана действий по предупреждению и ликвидации последствий чрезвычайных ситуаций.

Возможные состояния эксплуатируемых гидросооружений в процессе их износа могут определяться как соответствующие или несоответствующие требованиям второй части СНиП [3] или оцениваются по ГОСТ [4]. Этих определений недостаточно для оценки состояния гидросооружений, в связи с этим различные ведомства вводят свои градации состояний сооружений. Так, в Минэнерго предлагаются четыре возможных состояния гидросооружений: *нормальное, предельно-допустимое, предельное, недопустимое* [5], а в Минтрансе для судоходных гидросооружений состояния: *нормальное, ненормальное, предаварийное и аварийное*.

Для оценки состояния длительно эксплуатируемых железобетонных конструкций и сооружений различные авторы предлагают разные подходы. Например, шесть градаций состояний: *образцовое, отличное, хорошее, удовлетворительное, неудовлетворительное, аварийное* [6]; или пять градаций: *исправное, работоспособное, ограниченно работоспособное, недопустимое, аварийное* [7].

Для обоснования градаций состояния эксплуатируемых гидросооружений необходимо оценить требования основных нормативных документов: *СНиП и ГОСТ*.

*Метод предельных состояний*, являющийся научно-методической базой действующих СНиП, подразумевает возможность определения трех состояний эксплуатируемых сооружений. Первое состояние соответствует такому состоянию эксплуатируемого сооружения, при котором и параметры первой группы предельных состояний и параметры второй группы предельных состояний отвечают нормативным требованиям, т.е. это состояние полного соответствия сооружения нормативным требованиям. Эксплуатируемое сооружение может перейти в иное состояние — состояние несоответствия условиям нормальной эксплуатации в том случае, если оно соответствует нормативным требованиям параметров первой группы предельных состояний, но не соответствует требованиям второй группы предельных состояний, характеризующих непригодность к нормальной эксплуатации. Другим состоянием, в которое может перейти эксплуатируемое сооружение в случае несоответствия нормам хотя бы одного параметра первой группы предельных состояний, является состояние непригодности сооружения к эксплуатации. Эти состояния не получили четких определений в СНиП, поэтому их можно определить как состояние:

- пригодности к нормальной эксплуатации;
- непригодности к нормальной эксплуатации;
- непригодности к эксплуатации.

Так определяет возможные состояния эксплуатируемых сооружений СНиП по проектированию.

С другой стороны, любое здание, сооружение, конструкция как технический объект должен соответствовать требованиям ГОСТ 27.002-89 «Надежность в технике» [4], в котором дается определение пяти видам состояний: *исправное, неисправное, работоспособное, неработоспособное, предельное*.

*Исправное состояние* — «состояние объекта, при котором он соответствует всем требованиям нормативно-технической и (или) конструкторской (проектной) документации». Применительно к гидротехническим сооружениям требования проектной документации включают технические требования (прочности, устойчивости, трещиностойкости и др.), выполнение которых обеспечивает нормальное функционирование, и другие требования — *экономические, эстетические (архитектурные), экологические и социальные* [8].

*Работоспособное состояние* — состояние, при котором объект должен удовлетворять в полном объеме лишь техническим требо-

ваниям, что обеспечивает его нормальное функционирование, и состояние может быть *неисправным*, если объект не соответствует одному или всем другим требованиям - экономическим, эстетическим, экологическим, социальным.

*Неработоспособное состояние* — состояние объекта, при котором значение хотя бы одного технического параметра, характеризующего способность выполнять заданные функции, не соответствует требованиям проектной документации и (или) имеются визуальные признаки развития потенциально опасных процессов. Для сложных объектов по ГОСТ допускается выделение одного или нескольких *частично неработоспособных состояний*, при которых объект способен выполнять требуемые функции с пониженными показателями или способен выполнять лишь часть требуемых технических функций.

По ГОСТ объект в *неработоспособном состоянии* в процессе дальнейшей эксплуатации может достигнуть *предельного состояния* — состояния, при котором его дальнейшая эксплуатация *недопустима* по условиям аварийной опасности или *нецелесообразна* экономически, либо восстановление его работоспособного состояния *невозможно* технически или нецелесообразно по экономическим, экологическим или социальным условиям.

Сравнение состояний по СНиП и ГОСТ представлены в таблице 1 в поле столбцов 3 и 4. Как видно, состояние пригодности сооружения к нормальной эксплуатации по СНиП полностью соответствует *работоспособному состоянию* по ГОСТ. Следует обратить внимание и на то, что различный смысл вкладывается и в понятие «*предельное состояние*». Сравнение различных его определений приведены в таблице 2. По ГОСТ *предельное состояние* сооружения, которое в результате физического или морального износа, коррозии, деформаций и других факторов исчерпало запасы прочности, устойчивости и других свойств и подлежит либо ликвидации, либо консервации — это *предельное состояние* в его истинном смысле. *Предельное состояние* по СНиП [3] — это состояние сооружения, когда хотя бы одно из нормативных требований не выполняется, а по СНиП [11] — это когда сооружение перестает удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям.

Сравнение положений СНиП и ГОСТ показывает, что определение состояний технических объектов по ГОСТ более логично и в большей мере соответствует картине перехода объекта из одного состояния в другое в процессе эксплуатации в результате проявления процессов износа, коррозии, деформаций и т.п.

В целях приведения положений СНиП в соответствие с базой ГОСТ можно предположить следующую классификацию состоя-

Таблица 1

*Возможные состояния технических объектов*

1	2	3	4	
Состояние по СНиП	Первая группа предельных состояний	Пригодные к нормальной эксплуатации	Предельное состояние	
			Полная непригодность к эксплуатации	
			Непригодность к нормальной эксплуатации	
Состояние по ГОСТ	Вторая группа предельных состояний	Исправное	Неисправное	Предельное
	Только технические требования	Работоспособное	Частично неработоспособное	Предельное

Таблица 2

*Сравнение определений термина «Предельное состояние»*

ГОСТ 27.002-89	СНиП 2.06.01-86	СНиП 1-2.80
Состояние объекта, при котором его дальнейшая эксплуатация <i>недопустима или нецелесообразна</i> , либо восстановление его работоспособного состояния <i>невозможно или нецелесообразно</i>	Четкого определения нет, но из п. 2.2 следует, что предельное состояние наступает, если для любого нормативного параметра $F$ не выполняется условие: $\gamma_{ic} F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R$	Состояние, при котором конструкции, основания, здания или сооружения перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям или требованиям при производстве работ

ний гидросооружений (табл. 3). *Работоспособное и предельные состояния* принимаются по ГОСТ. Соответствие гидросооружения работоспособному состоянию отвечает требованиям СНиП — недопущения *предельных состояний* (формула 1 в табл. 2). Воспользовавшись рекомендацией ГОСТ вводить для сложных объектов несколько *частично неработоспособных состояний*, примем для гид-

росооружений три таких состояния: *предельно допустимое, предаварийное и недопустимое* (аварийное).

*Предельно допустимое* состояние гидросооружений предусмотрено в СНиП за счет учета работы сооружений при особом соче-

Таблица 3

*Предлагаемая классификация состояний эксплуатируемых гидротехнических сооружений*

Нормативно-технические требования: технические, экономические, эстетические, социальные, экологические	Исправное	Неисправное			Предельное
Технические требования: прочности, устойчивости, трещиностойкости и др.	Работоспособное	Неработоспособное			
		Частично неработоспособное			
		предельно допустимое	предаварийное	недопустимое (аварийное)	
Вид ремонта	Ремонт не требуется	Текущий или аварийный	Капитальный или аварийный		Ремонту не подлежит

тании нагрузок и введении коэффициентов надежности по ответственности сооружения ( $\gamma_n$ ), сочетания нагрузок ( $\gamma_c$ ) и условий работы ( $\gamma_c$ ), что позволяет ввести известные критерии эксплуатационного контроля состояния гидросооружений — *предельно допустимые значения (ПДЗ) и критическое значение (КЗ)* [9], которые и определяют границы допустимого состояния сооружения. Примером, когда гидросооружение находится в *предельно допустимом состоянии*, является ситуация с пропуском паводка при форсировке уровня воды в водохранилище от отметки НПУ до ФПУ.

*Предаварийное состояние* гидросооружения характеризуется превышением критических значений контролируемых параметров вплоть до наступления частичных отказов - разрушений, коррозии, деформаций элементов или частей гидросооружений, при которых сооружение выполняет требуемые функции с пониженными показателями и способно выполнять свои функции только при действии основного сочетания нагрузок, либо действующие

нагрузки превысили уровень особого сочетания без явной угрозы аварии. Примерами, когда грунтовая плотина находится в предаварийном состоянии, являются пропуск паводка при уровне воды в водохранилище выше ФПУ, но ниже верха противофильтрационного устройства (ядра, экрана, диафрагмы), или эксплуатация плотины с разрушенными железобетонными плитами крепления верхового откоса.

*Недопустимое (аварийное) состояние* гидросооружения характеризуется наступлением частичных отказов, приведших к утрате сооружением одного или несколько качеств, не позволяющих выполнять часть технических функций при действии основного сочетания нагрузок и (или) проявлением такого характера развития потенциально опасных процессов (фильтрационных деформаций, коррозии и др.), при которых промедление с реализацией противоаварийных мероприятий неизбежно приводит к разрушению сооружения. Примерами, когда грунтовая плотина находится в *недопустимом* (аварийном) состоянии, являются пропуск паводковых расходов с форсировкой уровня воды в водохранилище выше верха противофильтрационного устройства, но ниже гребня плотины и появление на низовом откосе признаков выхода фильтрующейся воды.

Нахождение гидросооружения в том либо ином *частично неработоспособном* состоянии может быть кратковременным в результате воздействия нагрузок, превышающих расчетные значения, например, при пропуске паводка, превышающего расход паводочного случая или при воздействии шторма более редкой повторяемости, чем принято в проекте, либо длительным при утрате сооружением своих качеств (прочности, водонепроницаемости и др.) в результате процессов износа, коррозии, старения. При действии сверхнормативных нагрузок (шторм, паводок, лед и др.) эксплуатационный персонал реализует план действия в чрезвычайных ситуациях и принимает меры по уменьшению потерь от возможной аварии сооружения. При изменении состояния в результате процессов коррозии, старения и износа эксплуатационный персонал выполняет необходимые ремонтные работы.

Принципиальным отличием *частично неработоспособного* состояния сооружения от *предельного* состоит в том, что выполнение ремонтных работ в *частично неработоспособном* состоянии необходимо и оно приводит к восстановлению *работоспособного* состояния сооружения, а в *предельном состоянии* выполнение ремонта либо невозможно (аварийная ситуация разворачивается

необратимо или технически невозможна), либо нецелесообразно по экономическим или социальным условиям.

### Выводы

1. Практика эксплуатации зданий и сооружений, в том числе гидротехнических, настоятельно требует нормативного определения основных норм и правил их эксплуатации, для чего имеются все необходимые научные и методические предпосылки. Таким нормативным документом может стать Дополнение к основному СНиП [3], например в таком виде: СНиП 2.06.01.-00. Гидротехнические сооружения. Основные эксплуатационные положения (как это рекомендуется в СНиП [10]), — либо введением в Классификатор строительных норм и правил части VI — Нормы эксплуатации.

2. Основным содержанием нормативного документа по эксплуатации гидросооружений является определение целей и задач их эксплуатации на основе действующего законодательства: Водного кодекса, Закона «О безопасности гидротехнических сооружений», СНиП и ведомственных правил технической эксплуатации, а также эксплуатационные характеристики гидросооружений, методы их контроля и оценки состояния гидросооружений в процессе длительной эксплуатации.

3. Особенно актуальными являются вопросы определения возможных состояний эксплуатируемых сооружений, критерии и качественные признаки им соответствующие, а также действия персонала при различных оценках состояния, которые должны регламентироваться соответствующими нормативными документами.

### ЛИТЕРАТУРА

1. **Водный кодекс** Российской Федерации. Принят Государственной Думой 18 октября 1995 года.
2. **Федеральный закон «О безопасности гидротехнических сооружений»** от 21.07.1997. // Гидротехническое строительство. 1997. №12.
3. **СНиП 2.06.01-86**. Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования. М.: ЦИТП Госстроя СССР. 1987.
4. **ГОСТ 27.002-89**. Надежность в технике. Термины и определения. М.: Издательство стандартов. 1989.
5. **Золотов Л.А., Иващенко И.Н., Радкевич Д.Б.** Оперативная качественная оценка уровня безопасности эксплуатируемых гидротехнических сооружений. // Гидротехническое строительство. 1997. №2.
6. **Рогонский В.А., Костриц А.И., Шеряков В.Ф.** Эксплуатационная надежность зданий. // Л.: Стройиздат. 1983.
7. **Бедов А.И., Сапрыкин В.Ф.** Обследование и реконструкция железобетонных и каменных эксплуатируемых зданий и сооружений.

//АСВ. 1995.

8. Гидротехнические сооружения. М.: Строиздат. 1996. Часть 1. Глава 5. Основы проектирования гидротехнических сооружений.

9. Царев А.И., Иващенко И.Н., Малаханов В.В., Блинов И.Ф. Критерии безопасности гидротехнических сооружений как основа контроля их состояния. //Гидротехническое строительство. 1994. № 1.

10. СНиП 10-01-94. Система нормативных документов в строительстве. Основные положения. //М.: Госстрой России. 1999.

11. СНиП 1-2. Строительная терминология. //Госстрой СССР. М.: Стройиздат. 1980.

12. Временные технические указания по ремонту бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений в зоне переменного уровня. //Минморфлот СССР. М.: Транспорт. 1965.

## **МЕТОДИКА ОЦЕНКИ СОСТОЯНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ ГЭС В ИНФОРМАЦИОННО-ДИАГНОСТИ- ЧЕСКОЙ СИСТЕМЕ БИНГ-2 И НАСТРОЙКА БЛОКА ФОРМИРОВАНИЯ ДИАГНОСТИЧЕСКИХ СООБЩЕНИЙ**

*Бердичевский Г.Ю., Щербина В.И., кандидаты техн. наук,  
Галямина М.С., инженер (АО НИИЭС)*

Компьютерные информационно-диагностические системы БИНГ-2 (в дальнейшем Системы), разработанные в АО НИИЭС и устанавливаемые на электростанциях для мониторинга состояния гидротехнических сооружений, имеют 2 варианта блока диагностических сообщений:

стандартный, автоматически устанавливаемый на объекте с дистрибутива Системы;

расширенный, для установки которого требуется работа эксперта по адаптации и настройке.

При входе в стандартную версию Системы в диагностическом окне «Главное меню» появляется одно из двух диагностических сообщений на текущую дату:

1) «Все в порядке», если ни один из *показателей состояния (ПС)* не вышел за установленные для него пределы;

2) «Для *показателей состояния*, вышедших за пределы: проверьте правильность ввода показаний КИА; при подтверждении данных проведите контрольные замеры по КИА и диагностирование; при этом под диагностическим сообщением приводится таблица с показателями состояния, которые вышли за пределы, с их замеренными и предельными значениями. Из таблицы пользователь может запросить табличную и графическую информацию о ПС и его предельных значениях.

Если установленная версия Системы содержит расширенный блок «Диагностика», то пользователь может заказать диагностическое сообщение с оценкой состояния сооружений и рекомендациями персоналу на любую дату.

Выход за установленные пределы одного или нескольких ПС является индикатором состояния сооружения, однако для оценки состояния необходимо привлечение дополнительной информации, что и происходит при работе эксперта.

Формализованные в рамках компьютерной программы оценки не заменяют оценок, получаемых специалистами — экспертами по уже имеющимся данным натурных наблюдений. Система дает возможность эксплуатационному персоналу использовать результаты его работы в последующий период проведения натурных наблюдений, при этом достигается высокая степень оперативности таких оценок, хотя и не исключается необходимость дополнительной экспертизы. Кроме того, предоставляются широкие возможности для оперативного информирования контролирующих органов о состоянии сооружений.

*Диагностические сообщения* с оценками состояния отдельных сооружений гидроузла и гидроузла в целом формулируются экспертом при настройке блока «Диагностика» исходя из следующих положений:

наивысший уровень безопасности («нормальное состояние») не требует от персонала никаких действий, кроме штатных (ни один из показателей состояния, определяемых ниже, за установленные пределы не вышел);

уровень безопасности соответствует проектному, однако значения отдельных показателей состояния выходят за пределы, что является сигналом о необходимости перепроверки данных или корректировки установленных для них пределов;

уровень безопасности отличается от проектного, так как часть показателей состояния превышает установленные пределы, но состояние сооружения не требует принятия чрезвычай-

чайных мер по повышению уровня безопасности до проведения анализа и получения экспертных оценок состояния сооружения;

уровень безопасности существенно отличается от проектного, что вызывает опасения за состояние сооружений. Необходимо принятие чрезвычайных мер для повышения уровня безопасности с последующей экспертной оценкой состояния сооружений.

Блок «Диагностика» отрабатывает или автоматически при входе в компьютерную систему, или его работа инициируется пользователем. В первом случае результатом отработки блока является диагностическое сообщение, относимое на текущую дату, во втором — дата может быть указана пользователем. Исходной для диагностического сообщения является информация, имеющаяся в базе данных (записи в журнале визуальных наблюдений и показания измерительных устройств) на дату, непосредственно предшествующую дате диагностирования.

Формализованная оценка состояния осуществляется по правилам, составляемым пользователем — экспертом при настройке блока «Диагностика» на основе сопоставления текущих значений показателей состояния, определяемых Системой на заданную пользователем дату, с их предельными значениями.

**Показатель состояния сооружения** - характеристика, определяемая (вычисляемая) по показаниям измерительных устройств (ИУ) или записям в журнале наблюдений (градиент напора, площадь эпюры, запись о дефекте и т. д.). В частном случае показатель равен показанию ИУ.

**Состав и предельные (предельно-допустимые) значения (ПДЗ)** показателей состояния определяются экспертом по нормативным и другим документам.

Система предоставляет эксперту удобный аппарат для описания ПС и их ПДЗ как в виде чисел, так и функциональных зависимостей, получаемых из расчетов или статистическим анализом.

Для длительно эксплуатируемых сооружений границы доверительного интервала функции, аппроксимирующей статистический ряд текущих значений ПС (рисунок на цветной вкладке), можно рассматривать как границы области стабильной работы соответствующего элемента сооружения. Тогда, например, функция (на рис. на цветной вкладке — зависимость уровня воды в пьезометре от температуры воды и УНБ, полученная методами регрессионного анализа за 20 лет наблюдений), описывающая эти границы, определяет контрольное значение ПС (ПДЗ-1) для нор-

мальной эксплуатации сооружения. Для некоторых ПС, например для осадок сооружений, статистические методы являются практически единственно возможными.

Система позволяет назначать два и более ПДЗ ПС. Для примера, приведенного на рисунке цветной вкладки, ПДЗ- 2 может быть определено по данным проекта как допустимое по условиям нормальной эксплуатации, а ПДЗ- 3 — из проектных или специальных расчетов как предельно допустимое по условиям устойчивости откоса земляной плотины.

Правила, по которым программа должна осуществлять сравнение текущего и предельного значений ПС — *диагностические критерии*, определяются экспертом при настройке диагностики в виде равенств и / или неравенств. При этом могут быть образованы группы из ПС и заданы условия, для которых критерий признается нарушенным. Система предлагает набор формул (функций), использующих логические и арифметические операции. В формулах могут участвовать ИУ, показания которых должны быть использованы для диагностирования, показатели состояния, *проектные и вычисляемые константы*, значения которых задаются при настройке или вычисляются. Кроме того, для определения критериев разработаны специальные функции, подсчитывающие число записей в журнале визуальных наблюдений о неустранимых дефектах, которые необходимо учитывать для диагностики (системный журнал визуальных осмотров предусматривает минимальную формализацию записей в виде вопросов, предлагаемых обходчику; при отсутствии соответствующих дефектов ответ на вопросы не обязателен).

Можно требовать, в частности, чтобы ни один из ПС (или показаний ИУ), образующих, например, пьезометрический створ, не вышел за установленные для него пределы, или указать допустимое для соответствующего диагноза число таких ПС (показаний ИУ). Имеется возможность, используя проектные данные о бетонном сооружении, составить критерий для проверки устойчивости сооружения на сдвиг по показаниям пьезометров (критерий «Устойчивость водосливной плотины» в табл. 1).

Система признает критерий не нарушенным, если результатом его расчета будет логическое ИСТИНА (TRUE), и нарушенным, если результатом является ЛОЖЬ (FALSE). В последнем случае Система выдаст рекомендации, составленные при настройке блока диагностики, в виде произвольного текста.

Из диагностических критериев и ПС можно формировать группы, отражающие состояние объекта диагностирования — сооружения, элемента сооружения, групп элементов или сооружений — *диагностические правила*. В эти группы можно включать также и ранее определенные диагностические правила. Правило выполняется, если результатом расчета каждого из элементов, составляющих группу, является логическое TRUE. В противном случае правило считается не выполненным (= FALSE). При настройке блока могут быть составлены рекомендации, которые Система будет выдавать персоналу в том или другом случае.

Результатом расчета диагностического критерия или диагностического правила может быть *диагностическое сообщение* («диагноз») — текст с оценкой состояния объекта и рекомендациями. Формулировки диагностических сообщений (диагнозов) при настройке блока могут быть произвольными, однако целесообразно закрепление их в нормативном документе. Для каждого их диагностических сообщений эксперт должен указать диагностическое правило или критерий, при выполнении которого (результат расчета = TRUE) будет выдаваться на экран соответствующее сообщение. Выбранное правило должно с максимальной полнотой оценивать состояние диагностируемого объекта, т.е. включать в себя все необходимые для этого критерии. Интерфейс Системы дает возможность поэтапного формирования такого правила (рис.1), что значительно облегчает работу эксперта.

Согласно положениям, сформулированным выше, уровни безопасности и соответствующие диагностические сообщения могут выглядеть следующим образом:

**нормальное состояние** — уровень безопасности соответствует проектному: ни один из показателей состояния не вышел за пределы (ПДЗ — 1), отсутствуют все дефекты, упоминаемые в критериях. Диагностическое сообщение: «*Нормальный уровень безопасности. Продолжайте наблюдения в проектном режиме*»;

**исправное состояние** — уровень безопасности соответствует проектному, но в группах, образованных диагностическими правилами, имеются одиночные показатели состояния, величины которых вышли за пределы (ПДЗ — 1); возможно наличие некоторых дефектов. Диагностическое сообщение: «*Уро-*

## Пример определения диагностических критериев, правил и сообщений

Содержание правила, критерия	Формула (запись в системе)
<b>Водосливная плотина</b> (один из Волжских гидроузлов)	
<b>Диагностическое сообщение</b> — исправное состояние: "Уровень безопасности возможно понижен. Рекомендуется перепроверить данные наблюдений и /или уточнить критерии. См.Рекомендации".	
<b>Диагностическое правило</b> , которому соответствует диагностическое сообщение: "Исправное состояние водосливной плотины: Исправл Вс Пл = TRUE"	
<b>Состояние плотины не соответствует нормальному и (имеются небольшие отклонения от нормальных пьезометрических уровней или от нормальных деформаций по швам, или имеются дефекты), но устойчивость &gt;нормативной (НормВпл, НсНормПУ_Впл1, ДефШвы НеНорм_Впл, НалДефВПл—д.правила; кр.УстВдслПл—критерий)</b>	not Норм Впл and (Не НормПУ_Впл1 or ДефШвыНеНорм_Впл or НалДефВПл) and кр_УстВдслПл
<b>Диагностическое правило</b> "Небольшие отклонения от нормы деформаций по швам": ДефШвыНеНорм_Впл=TRUE"	
<b>Не выполнен критерий нормы или по относительным осадкам (осад. марки), или деформаций по швам (шелемер) ( Кр_осадШвВПл_сн, Кр_ШвыВПл_снн1, р_ШвыВПл_сн, р_ШвыВПл_снн1—критерий)</b>	not (Кр_ОсадШвВПл_сн and Кр_ОсадШвВПл_снн1) or not (Кр_ШвыВПл_сн and Кр_ШвыВПл_снн1)
<b>Критерий</b> "Норм.осадки по деформационным швам.Вдсл.пл.":	Кр_ОсадШвВПл_сн=FALSE
<b>Ни один из перечисленных в скобках ПС не вышел за пределы (ООМ7-183,ООМ7-182,ООМ7-190,ООМ7-195, ООМ7-194,ООМ7-201, ООМ7-202,ООМ7-189-показатели состояния)</b>	Qnt1("(ООМ7-183,ООМ7-182,ООМ7-19-0, ООМ7-195,ООМ7-194,ООМ7-201, ООМ7-202, ООМ7-189")=0
<b>Критерий</b> "Ненорм.осадки по деформационным швам.Вдсл.пл.":	Кр_ОсадШвВПл_снн1=FALSE
<b>Не более 2-х из перечисленных в скобках ПС не вышел за пределы</b>	Qnt1("(ООМ7-183,ООМ7-182,ООМ7-19-0, ООМ7-195,ООМ7-194,ООМ7-201, ООМ7-202,ООМ7-189")>=2

<b>Критерий</b> Устойчивость водосливной плотины":	Кр_УстВдслПл=TRUE
<b>Вес (проект)+пригрузка воды—противодавление, умноженные на коэффициент трения и отнесенные к сдвигающей силе не меньше</b> $\frac{\gamma_{дд} * \gamma_n}{\gamma_c}$ (tng7, GN, GCD—проектные константы; W, U, Tr7—показатели состояния; GLC—вычисляемая константа)	$(((1281.3 + PmD("W") - PmD("U")))) * Con("tng7") / PmD(Tr7)) >= GLC * Con("GN") / Con("GCD")$
<b>Начальное условие</b> "Коефф.сочетания нагрузок": GLC	
При УВБ и УНБ, соответствующих основному сочетанию нагрузок, GLC=GLCп, особому—GLC=GLCс, где GLCп и GLCс—проектные константы (Кр_ОснБьеф, Кр_ОсобВБ, Кр_ОсобНБ—критерии)	iif (Кр_ОснБьеф, Con("GLCп"), iif (Кр_ОсобВБ, Con("GLCс"), iif (Кр_ОсобНБ, Con("GLCс"), Con("GLCп"))))
<b>Рекомендации</b> (в зависимости от нарушений):	
Перепроверить данные. При необходимости осуществить анализ и уточнить допустимые значения показателей состояния	
Установить наблюдения за развитием дефектов. Принять меры к их устранению	
Пьезометрический уровень в контакте с грунтом слишком высок. Убедитесь в достоверности показаний ИУ ПН7-7,13-24, 31-33,40	
Относительные смещения по швам водосливной плотины превышают норму. Проверьте показания ИУ	

вень безопасности возможно понижен. Рекомендуется перепроверить данные наблюдений и /или уточнить критерии. См. Рекомендации»;

**Работоспособное состояние** — уровень безопасности понижен: в одной из групп, образованных диагностическими правилами, сразу несколько показателей состояния вышли за пределы (ПДЗ-1) или (ПДЗ-2); могут иметь место показатели состояния, вышедшие за пределы (ПДЗ-3); возможны дефекты в элементах сооружений. Диагностическое сообщение: «*Неудовлетворительный уровень безопасности! Необходим экспертный анализ состояния сооружений. См. Рекомендации и определения мер для повышения уровня безопасности*»;

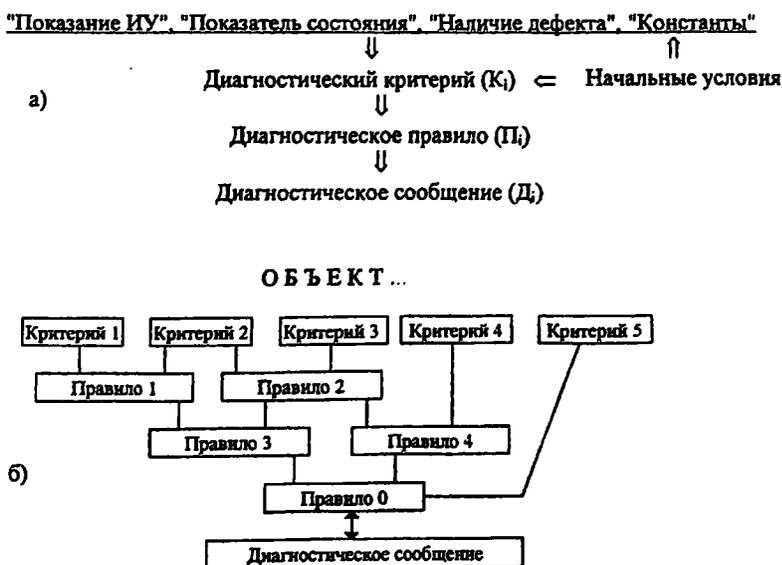


Рис. 1. Структура (а) и схема подготовки (б) информации при настройке диагностики

**предаварийное состояние** — уровень безопасности вызывает опасения. В одной или нескольких группах, образованных диагностическими правилами, все показатели состояния вышли за пределы (ПДЗ-2); имеются существенные дефекты. Диагностическое сообщение: «*Опасный уровень безопасности, задействовать экстренные меры, направленные на повышение безопасности!*»

Провести экспертное обследование и анализ состояния сооружений. Рекомендации».

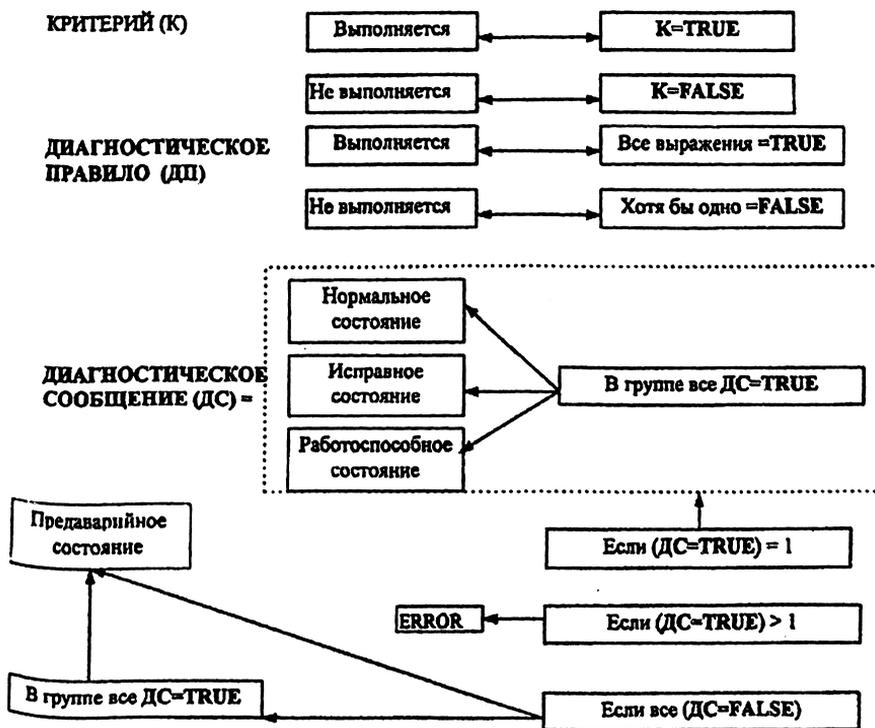


Рис.2. Схема блока «Диагностика» информационно-диагностической системы БИНГ-2.

Настройка блока «Диагностика» производится в следующем порядке:

для каждого сооружения (объекта) гидроузла (при этом гидроузел в целом Система рассматривает как особый объект контроля, обсчет которого обязательно предполагает обсчет всех объектов гидроузла) формулируются и заводятся в Систему диагностические критерии и правила;

формулируются рекомендации, присоединяемые к критериям и правилам; каждый критерий и каждое правило может иметь присоединенную к нему рекомендацию;

определяются значения проектных констант, если таковые используются в формулах критериев и правил;

в случае необходимости назначаются вычисляемые константы, используемые в формулах, и задаются правила для их вычисления — начальные условия;

для каждого диагностического сообщения по каждому объекту указывается соответствующее ему диагностическое правило.

Система контролирует правильность составления формул диагностических критериев и правил, разрешает использовать в формулах только имеющиеся в базе данных имена измерительных устройств, показателей состояния, ранее определенных критериев и диагностических правил. При работе с диагностическими правилами пользователь имеет возможность просмотреть их содержание и содержание включенных и включаемых в них элементов (критериев и правил).

На рис. 2 представлена схема блока «Диагностика».

Настройка и работа блока поясняется в таблице 1 на примере одного из Волжских гидроузлов.

## **ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА МАССИВНЫХ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ СООРУЖЕНИЙ С УЧЕТОМ НАПРЯЖЕНИЙ СТРОИТЕЛЬНОГО ПЕРИОДА**

*Рубин О.Д., кандидат техн. наук (АО НИИЭС),  
Черняк Т.В., кандидат техн. наук (ГП ЦНС)*

Применение сборно-монолитных железобетонных конструкций при возведении сооружений позволяет наиболее полно использовать преимущества сборного и монолитного железобетона. Особенности сборного железобетона, такие как исключение на стройплощадке трудоемких арматурных и опалубочных работ, высокое качество лицевых поверхностей, высокие темпы монтажа, в сочетании с такими свойствами монолитного железобетона, как отсутствие ограничений по габаритам блоков бетонирования с учетом технологии производства, возможность зональной укладки бетона, высокие темпы укладки бетона с применением высокопроизводительных бетоноукладочных механизмов и суперпластификаторов делают

индустриальные конструкции с применением монолитного железобетона эффективными для гидросооружений и сооружений с применением массивного бетона.

Несмотря на то что применение сборно-монолитных конструкций в строительстве имеет длительную историю, вопрос о влиянии строительных напряжений на сопротивление сборно-монолитных сечений остается дискуссионным.

В предложенных различными исследователями расчетных методиках и нормативно-методических документах [1,2,3] для учета предыстории нагружения сборно-монолитных конструкций гидросооружений в строительный период предлагались расчетные схемы и зависимости.

Вместе с тем строительные напряжения могут оказывать существенное влияние на поведение под нагрузкой сборно-монолитной конструкции, и неучет или неправильный учет этого влияния опасен с точки зрения безопасности сооружений.

В настоящей статье обобщены результаты выполненных авторами исследований массивных сборно-монолитных железобетонных конструкций при различных сочетаниях строительных и эксплуатационных нагрузок [4,5] и сформулированы основы комплексной методики их расчета применительно к гидротехническим сооружениям.

Сборно-монолитные железобетонные конструкции гидротехнических сооружений, возводимые послойно или с применением армопалубки, а также образованные при усилении железобетонных конструкций набетонированием, характеризуются наличием напряжений строительного периода в бетоне и арматуре сборного или усиливаемого элементов. Сам способ возведения (или усиления) конструкций предопределяет возникновение в их составных частях напряжений строительного периода. Особые условия создаются благодаря принципу максимального использования несущей способности сборных элементов. Возникающие при этом напряжения строительного периода — растяжение в продольной рабочей арматуре и сжатие в бетоне сжатой зоны сборных (усиливаемых) элементов — могут оказаться близкими к расчетным, что коренным образом изменяет напряженно-деформированное состояние сборно-монолитных конструкций, их трещиностойкость и деформативность, сопротивление по нормальному и наклонному сечениям.

С целью разработки расчетных схем, основных расчетных зависимостей и методик, которые учитывают влияние напряжений строительного периода на сопротивление сборно-монолитного сечения, авторами были проведены исследования и проанализированы результаты экспериментальных исследований, учитывающие:

изучение сопротивления сборно-монолитных железобетонных конструкций по нормальному сечению при различных сочетаниях нагрузок строительного и эксплуатационного периодов (выполнено на 30 опытных моделях);

изучение сопротивления сборно-монолитных железобетонных конструкций по наклонному сечению при различных сочетаниях нагрузок строительного и эксплуатационного периодов (выполнено на 20 опытных моделях).

Экспериментальными исследованиями были выявлены следующие *особенности напряженно-деформированного состояния массивных сборно-монолитных железобетонных конструкций:*

деформации в растянутой арматуре и сжатом бетоне сборных элементов, а также их прогибы и раскрытие трещин консервируются («замораживаются») после набора прочности бетона омоноличивания;

в сборно-монолитных элементах формируется «зубчатая» эпюра напряжений, обусловленная наличием сжатой зоны сборного элемента, образовавшейся от действия на сборный элемент нагрузок строительного периода (рис. 1); при расположении шва омоноличивания ниже нейтральной оси сборно-монолитного сечения (рис. 1а) сжатая зона сборного элемента располагается в растянутой зоне элемента полной высоты; изменение («погашение») напряжения сжатия происходит через контакт сборного и монолитного бетонов; при высоких уровнях строительных напряжений напряжения сжатия на уровне сжатой зоны сборного элемента остаются непогашенными даже к моменту достижения растянутой арматурой предела текучести, и это отражается на высоте сжатой зоны и величине напряжений в крайнем верхнем волокне сборно-монолитного элемента — высота сжатой зоны оказывается больше, а напряжения сжатия меньше по сравнению с монолитными аналогами; при расположении шва омоноличивания выше нейтральной оси сборно-монолитного сечения (рис. 1б) сжатая зона сборного элемента накладывается на сжатую зону элемента полной высоты, при этом понижается центр тяжести

суммарной сжатой зоны, что приводит к понижению плеча внутренней пары сил;

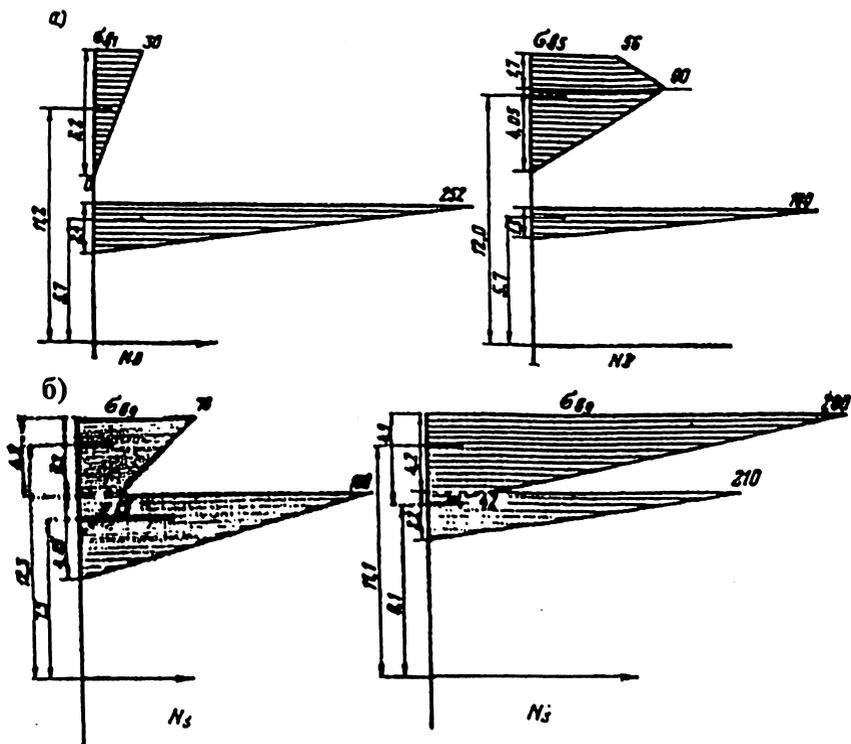


Рис.1. Экспериментальная эпюра нормальных напряжений в сечении железобетонного сборно-моноклитного элемента:

- а) при расположении шва омоноличивания ниже нейтральной оси;
- б) при расположении шва омоноличивания выше нейтральной оси

наличие «замороженной» сжатой зоны сборного элемента внутри сборно-моноклитной конструкции к моменту приложения испытательной (в реальной конструкции — эксплуатационной) поперечной нагрузки изменяет напряженное состояние в пролете среза в зоне действия поперечных сил; суммарная эпюра главных напряжений  $\sigma_{12(21)}$  вдоль критической наклонной трещины имеет излом на высоте сжатой зоны сборного элемента с резким снижением уровня главных растягивающих напряжений; прерывание критической зоны максимальных допустимых напряжений препятствует образованию и распространению наклонной трещины на уровне сборного элемента в большей степени при повышении уровня строительных напряжений; критическая наклонная тре-

щина в сборно-монолитном элементе выбирает более пологое направление;

сложение полей напряжений, возникающих в бетоне вдоль продольной арматуры от действия на сборный элемент нагрузки строительного периода и от приложения к сборно-монолитному элементу испытательной (в реальной конструкции - эксплуатационной) нагрузки, приводит к резкому изменению напряженного состояния вокруг арматуры;

образование нормальных трещин в сборно-монолитном элементе происходит в две стадии: на первой стадии — в процессе возведения конструкции — образуются трещины в сборном элементе от действия нагрузок строительного периода; на второй стадии — в период действия полезных (эксплуатационных) нагрузок — образуются трещины в сборно-монолитном элементе главным образом путем развития трещин сборного элемента и выхода их в бетон омоноличивания;

условия, при которых нормальная трещина преодолевает сжатую зону сборного элемента — момент «вторичного» трещинообразования  $M_{cрII}$ , находятся в прямой зависимости от соотношения параметров сборного элемента:

а) параметра  $m_i$ , характеризующего уровень строительных нагрузок и равному отношению момента от строительных нагрузок  $M_{con}$  к предельному моменту сборного элемента

$$M_{lim i} m_i = M_{con} / M_{lim i}, \quad (1)$$

б) параметра  $k_i$ , характеризующего соотношение высот сборного  $h_{oi}$  и сборно-монолитного  $h_0$  сечений и равному их отношению

$$k_i = h_{oi} / h_0, \quad (2)$$

в) параметра  $\xi_i'$ , характеризующего степень армирования сборного элемента  $x_i'$  и равному отношению действительной высоты сжатой зоны сборного элемента  $x_k'$  к его рабочей высоте  $h_{oi}$

$$\xi_i' = x_i' / h_{oi}, \quad (3)$$

г) параметра  $\omega_i$ , характеризующего форму поперечного сечения сборного элемента (прямоугольная, тавровая), равному отношению ширины сборного  $b_i$  и сборно-монолитного  $b$  элементов

$$\omega_i = b_i / b, \quad (4)$$

при этом:

увеличение уровня строительных напряжений отдаляет момент «вторичного» трещинообразования;

уменьшение отношения высот сборного и сборно-монолитного сечений, которое сопровождается увеличением расстояния от центра тяжести сжатой зоны сборного элемента до верхней ядерной точки сборно-монолитного сечения, отдаляет наступление  $M_{crII}$ ;

коэффициент армирования сборного элемента и ширина его сжатой части влияют на величину усилия в сжатой зоне сборного элемента, а, следовательно, на величину  $M_{crII}$ ;

после пересечения нормальной трещиной сжатой зоны сборного элемента не происходит резкого скачка в изменениях деформаций растянутой арматуры  $\epsilon_s$  и кривизн  $1/r$  в середине пролета, так как на соседних участках сохраняется прослойка сжатого бетона сборного элемента и ее действие.

Результаты сопоставления моментов достижения растянутой арматурой опытных моделей предела текучести  $M_{lim}^{exp}$  с расчетными значениями  $M_{lim}$ , определенными по СНиП 2.03.01-84\* «Бетонные и железобетонные конструкции» с использованием фактических характеристик материалов и размеров моделей, показали систематические отклонения расчетных оценок прочности от опытных значений (рис.2). Это свидетельствует о том, что формулы норм по расчету прочности нормальных сечений в применении к сборно-монолитным железобетонным конструкциям гидротехнических сооружений требуют соответствующих уточнений и дополнений.

Сопоставление значений поперечных усилий образования наклонной трещины  $Q_{crc}^{exp}$  и разрушения  $Q_{lim}^{exp}$  по наклонному сечению опытных моделей с расчетными значениями  $Q_{crc}$  и  $Q_{lim}$ , определенными по СНиП 2.03.01-84\*, показало значительные отклонения сопоставляемых величин (рис. 3). При этом были установлены четыре характерные схемы разрушения сборно-монолитных элементов по наклонному сечению: основная - по наклонному сечению от опоры к грузу в приопорной зоне (схема 1); специфические — по наклонному сечению с продергиванием арматуры в пролетной зоне (схема 2), по наклонной ступенчатой трещине с горизонтальным участком вдоль шва омоноличивания (схема 3), по наклонной трещине со срезом ребра таврового сечения сборного элемента (схема 4). Разрушение по схемам 2 - 4 происходило при пониженных нагрузках  $Q_{lim}^{exp}$ . Следовательно, формулы норм по расчету прочности по наклонным сечениям требуют уточнений и дополнений в применении к сборно-монолитным железобетонным конструкциям гидросооружений или других массивных конструкций.

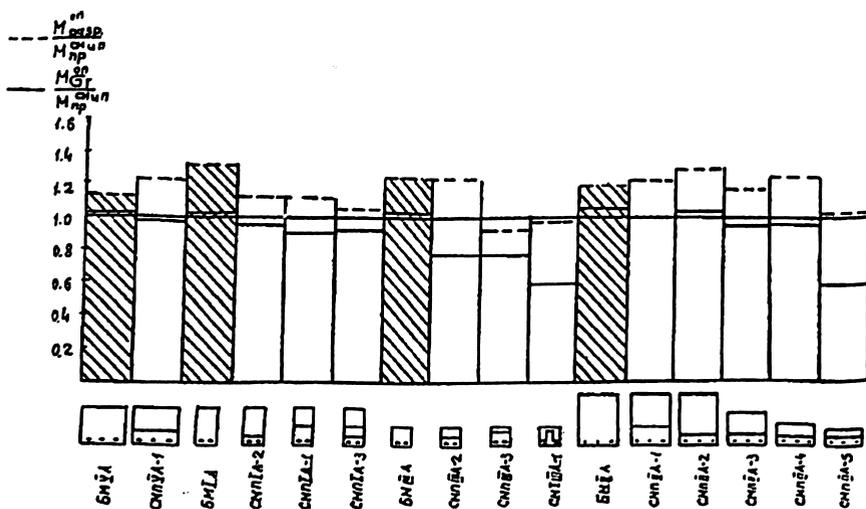


Рис.2. Сопоставление опытных значений моментов достижения растянутой арматуры предела текучести и моментов, соответствующих «отказу» опытных моделей, с расчетными значениями предельных моментов, определенными по СНиП 2.03.01-84\*

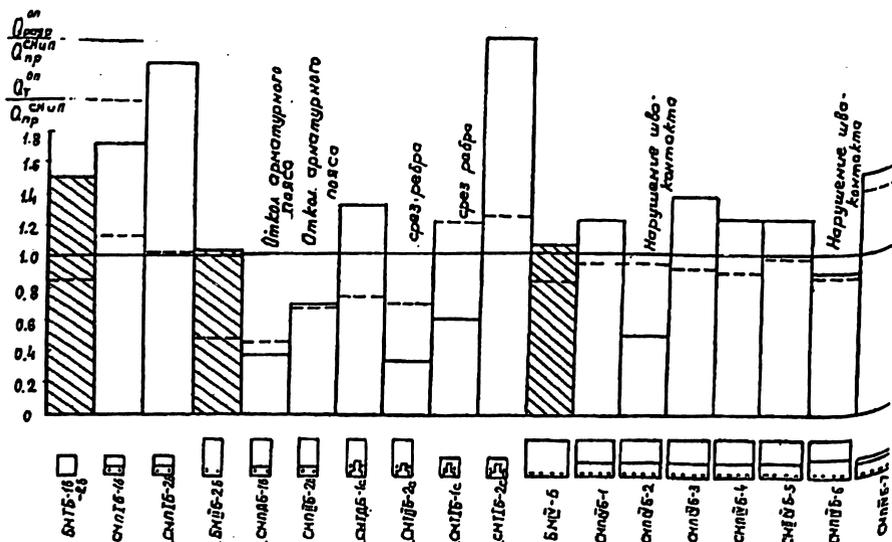


Рис.3. Сопоставление опытных значений поперечных усилий образования наклонных трещин и разрушения по наклонному сечению с соответствующими расчетными значениями, определенными по СНиП 2.03.01-84\*

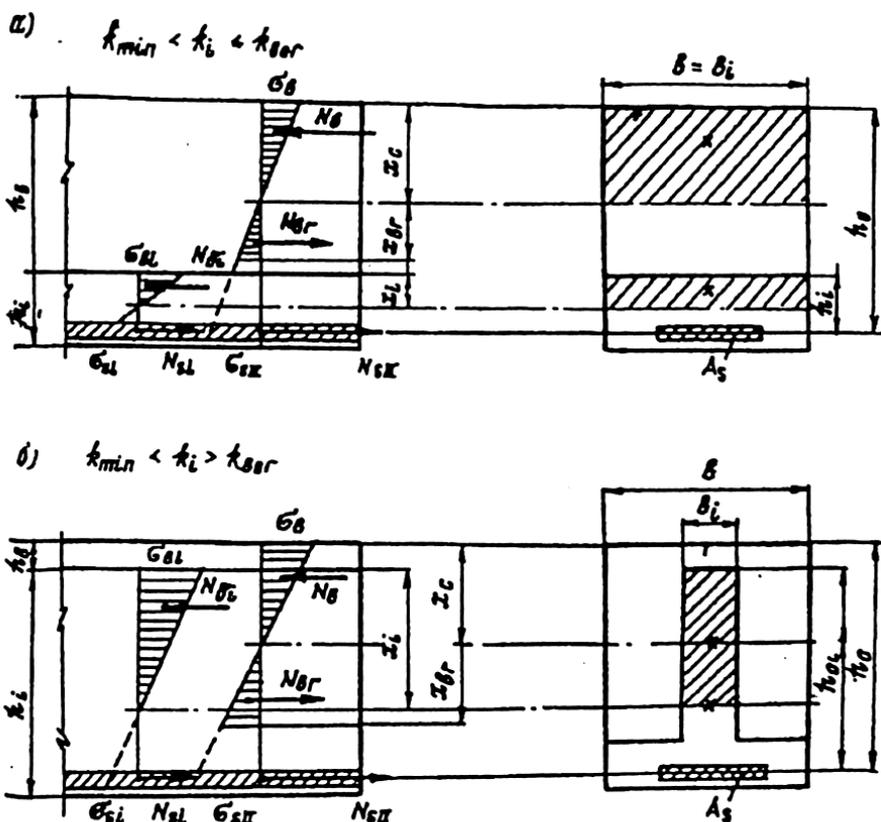


Рис. 4. Расчетная схема к оценке прочности по нормальному сечению железобетонного сборно-монолитного сечения:  
 а) сжатая зона сборного элемента — в растянутой зоне сборного элемента сборно-монолитного сечения;  
 б) растянутая зона сборного элемента — в сжатой зоне сборно-монолитного сечения.

На основе выполненных исследований авторами была разработана комплексная методика расчета массивных сборно-монолитных железобетонных конструкций гидросооружений с учетом напряжений строительного периода, основные положения которой приведены ниже.

Расчет по прочности нормальных сечений массивных сборно-монолитных железобетонных конструкций гидросооружений и массивных сооружений рекомендуется производить в зависимости от типа работы сборно-монолитного сечения. Рассматривается два типа работы сборно-монолитного сечения:

Тип I - выполняется условие

$$k_{min} < k_i = h_{oi} / h_o \leq k_{bor} \quad (5)$$

Тип II - выполняется условие

$$k_{min} < k_i = h_{oi} / h_o > k_{bor} \quad (6)$$

Здесь  $k_{min} = h_{oi} / h_{o\max}$  — минимальное допустимое значение отношения  $h_{oi}$  и  $h_{o\max}$ . Значение  $k_{min}$  определяется из условия прочности сборного элемента  $M_{con}^{max} = M_{lim\ i}$  ( $M_{con}^{max}$  — наибольший допустимый внешний момент от нагрузок строительного периода;  $M_{lim\ i}$  — предельный внутренний момент нормального сечения сборного элемента).

$k_{bor}$  — граничное значение отношения высот сборного и сборно-монолитного сечений, которое характеризует положение сжатой зоны сборного элемента по отношению к центру тяжести сечения полной высоты. Значение  $k_{bor}$  соответствует совпадению шва сопряжения сборного и монолитного бетонов с нейтральной осью составного сечения и определяется по формуле

$$k_{bor} = p - \sqrt{p^2 - p} \quad (7)$$

причем

$$p = \frac{1}{1 - \xi_1' - 2\mu_1\alpha_1} \quad (8)$$

где  $\xi_1'$  — относительная высота сжатой зоны бетона сборного элемента, определяемая как

$$\xi_1' = -\mu_1\alpha_1 + \sqrt{(\mu_1\alpha_1)^2 + 2\mu_1\alpha_1} \quad (9)$$

$\mu_1$  — коэффициент армирования сборного элемента,  $\mu_1 = A_{s1} / b_i h_{oi}$ ,

$$\alpha = E_{s1} / E_{b1} \quad (10)$$

При работе сборно-монолитной конструкции по типу I расчет рекомендуется производить из условия приложения всей нагрузки к сборно-монолитному элементу без предыстории нагружения. При этом к расчетному сопротивлению арматуры вводится дополнительный коэффициент надежности  $\gamma_s'$ , полученный обработкой опытных данных и учитывающий преждевременное достижение арматурой предельного сопротивления

$$\gamma_s' = 1 - 0,25 \frac{m k \omega_1}{\xi_1} \quad (11)$$

Условие прочности имеет вид

$$M \leq \gamma_s' R_s A_s \left( h_0 - \frac{x_c}{2} \right), \quad (12)$$

где  $x_c$  — условная высота сжатой зоны, определяемая из уравнения

$$\gamma_s' R_s A_s = R_b b x_c + R_{sI} A_{sI}' \quad (13)$$

Формула (12) предполагает восприятие суммарной расчетной нагрузки строительного и эксплуатационного периодов сборно-монолитным сечением.

При работе сборно-монолитной конструкции *по типу II* расчет рекомендуется производить из условия последовательного приложения нагрузки: в строительный период — к сборному элементу, в эксплуатационный период — к сборно-монолитному элементу. При этом плечо внутренней пары сил в сборно-монолитном сечении умножается на коэффициент надежности по бетону  $\gamma_b'$ , учитывающий уменьшение плеча внутренней пары от наложения двух сжатых зон: сборного и сборно-монолитного сечений

$$\gamma_b' = 1 + \left( \frac{h_b - x_c / 3}{z - z_i} - 1 \right) \frac{m_i^2}{\sqrt{\omega_i}}, \quad (14)$$

Условие прочности имеет вид

$$M \leq [R_{sI} A_{sI} (h_{0I} - 0,5x_i)] + \left[ \gamma_s'' R_{sII} A_{sII} \left( h_0 - \frac{x_c}{2} \right) \right], \quad (15)$$

здесь  $A_{sI}$  — площадь поперечного сечения растянутой рабочей арматуры, необходимая для восприятия нагрузок строительного периода, приложенных к сборному элементу и определяемая по формуле

$$A_{sI} = \frac{M_{\text{сop}}}{R_{sI} (h_{0I} - 0,5x_i)}, \quad (16)$$

где

$$x_i = \frac{R_{sI} A_{sI} - R_{sII} A_{sII}'}{R_{bI} b_i}, \quad (17)$$

$A_{sI}$  — площадь поперечного сечения растянутой рабочей арматуры унифицированного сборного элемента;

$A_{sII}'$  — площадь поперечного сечения растянутой арматуры, необходимая для восприятия расчетных нагрузок эксплуатационного периода.

$\gamma_s''$  — коэффициент надежности по арматуре, определяемый по формуле

$$\gamma_s'' = 1 + \frac{x_c - h_b - \frac{x_c'}{3}}{x_i'} \quad (18)$$

где  $x_c$  — расстояние от нейтральной оси сборно-монолитного сечения до его верхней грани (рис. 4), определяемое по формуле

$$x_c = \frac{2\alpha A_s h_0 + b(h')^2}{2(\alpha A_s + bh)} \quad , \quad (19)$$

здесь

$$h' = h_0 - h_{0i} + \xi_i' h_{0i} \quad , \quad (20)$$

$$h_b = h_0 - h_a \quad , \quad (21)$$

$$x_i' = \xi_i' h_{0i} \quad , \quad (22)$$

В случае расположения всей продольной растянутой арматуры в унифицированном сборном элементе

$$A_{sII} = A_{sI} - A_{sI} \quad (23)$$

Расчет сборно-монолитных железобетонных конструкций гидросооружений по наклонным сечениям должен производиться для обеспечения прочности:

- а) на действие поперечной силы по наклонной трещине,
- б) на действие изгибающего момента по наклонной трещине,
- в) на срез по шву сопряжения сборного и монолитного бетонов,
- г) на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами,
- д) на действие поперечной силы по наклонной сжатой полосе между грузом и опорой,
- е) на отрыв арматурного пояса в зоне действия поперечной силы

Расчет сборно-монолитных железобетонных элементов без поперечной арматуры на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине рекомендуется производить из условия

$$Q \leq \frac{1,5R_{bt} b h_0^2}{c} \left(1 + k_1^{comb} \frac{\xi}{3}\right) \quad , \quad (24)$$

где правая часть условия принимается не более

$$2,5R_{bt} b h_0 \left(1 + k_1^{comb} \frac{\xi h_0}{5c}\right) \quad , \quad (25)$$

и не менее

$$0,6R_{bt} b h_0 \left(1 + k_1^{comb} \frac{\xi h_0}{1,2c}\right) \quad (26)$$

При расчете сборно-монолитных железобетонных элементов на действие изгибающего момента для обеспечения прочности по наклонной трещине рекомендуется величину момента  $M_i$  , вос-

принимаемого арматурой, пересекающей растянутую зону наклонного сечения, определять с учетом предыстории нагружения сборного элемента в строительный период по формуле

$$M_s = \sigma_{si} A_{si} z_{si} + \sigma_{sl} A_s z_s \quad (27)$$

Здесь  $\sigma_{si}$  — напряжения растяжения в арматуре  $A_{si}$  в месте ее пересечения наклонным сечением, возникшие при действии на сборный элемент расчетных нагрузок строительного периода, равные

$$\sigma_{si} = \frac{M_{con}}{A_{si} z_{si}} \quad (28)$$

$\sigma_{sl}$  — приращения напряжений в арматуре  $A_s$  в месте ее пересечения наклонным сечением, возникшие при действии на сборно-монолитный элемент расчетных нагрузок эксплуатационного периода и определяемые по формуле (40);

$z_{si}$ ,  $z_s$  — плечи внутренних пар сил соответственно в сборном и сборно-монолитном сечениях.

Расчет на срез по шву сопряжения сборного и монолитного бетонов рекомендуется производить из условия

$$\tau_{sh} \leq R_{sh} \quad (29)$$

где  $\tau_{sh}$  — средние значения касательных напряжений по шву сопряжения сборного элемента и бетона омоноличивания;  $R_{sh}$  — сопротивление шва сопряжения срезу, вычисляемое:

а) при отсутствии поперечной арматуры по формуле

$$R_{sh} = 2\beta_1 R_{br} \sqrt{1 + \frac{\sigma_y}{\beta_1 R_{br}}} \quad (30)$$

где  $R_{br}$  — предельное сопротивление растяжению наиболее слабого из двух срашиваемых бетонов,  $\sigma_y$  — среднее значение нормальных сжимающих напряжений на расчетном участке контакта;

б) при наличии поперечной арматуры по формуле

$$R_{sh} = \beta_1 R_{br} + \beta_2 \sigma_y + \beta_3 \mu_{sw} R_{sw} \quad (31)$$

где  $\beta_1, \beta_2, \beta_3$  — коэффициенты, принимаемые согласно [5].

Расчет для обеспечения прочности, соответствующей пп. г) д.) рекомендуется производить в соответствии со СНиП 2.03.01-84\*.

Расчет сборно-монолитных конструкций на откол арматурного пояса должен производиться по расчетной схеме, полученной из испытаний экспериментальных моделей применяемого типа сборно-монолитных конструкций [5].

Расчет сборно-монолитных железобетонных конструкций гидросооружений по трещиностойкости рекомендуется производить: по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента;

по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента;

по образованию горизонтальных трещин вдоль шва сопряжения сборного и монолитного бетонов.

Поскольку образование нормальных трещин в сборно-монолитных конструкциях происходит в две стадии: в процессе возведения конструкции - в сборном элементе от действия нагрузок строительного периода и в период эксплуатации конструкции - в сборно-монолитном элементе от действия эксплуатационных нагрузок, главным образом, путем развития трещин сборного элемента, расчет по образованию нормальных трещин производится в два этапа:

I этап - расчет по образованию трещин в сборном элементе из условия

$$M_{con} \geq M_{crcl} \quad , \quad (32)$$

где  $M_{con}$  — момент внешних сил, действующих в рассматриваемом сечении сборного элемента в период возведения сборно-монолитной конструкции;

$M_{crcl}$  — момент, воспринимаемый нормальным сечением сборного элемента при образовании в нем трещин и определяемый в соответствии со СНиП 2.03.01-84\*.

II этап - расчет по образованию трещин в сборно-монолитном элементе из условия

$$M_{ser} \geq M_{crcll} \quad , \quad (33)$$

где  $M_{ser}$  — момент внешних сил, действующих в рассматриваемом сечении сборно-монолитного элемента в период его эксплуатации;

$M_{crcll}$  — момент, воспринимаемый нормальным сечением сборно-монолитного элемента и соответствующий выходу нормальной трещины из сборного элемента в бетон омоноличивания - момент «вторичного» трещинообразования, определяемый по формуле.

$$M_{crcll} = N_{bi} (r' + e_{bi}) \quad . \quad (34)$$

Здесь  $N_{bi}$  — усилие в бетоне сжатой зоны сборного элемента (рис. 5),  $e_{bi}$  - эксцентриситет усилия в бетоне сжатой зоны сборного эле-

мента относительно центра тяжести сборно-монолитного сечения, равный

$$e_M = y - h_i + \frac{x_i}{3} \quad (35)$$

где

$$y = \frac{S'_{red}}{A'_{red}} \quad (36)$$

$S'_{red}$  и  $A'_{red}$  — приведенный статический момент и приведенная площадь сборно-монолитного сечения соответственно без учета растянутой зоны бетона сборного элемента,

$r'$  — расстояние от центра тяжести приведенного сборно-монолитного сечения до верхней ядерной точки, равное

$$r' = \frac{W'_{pl}}{A'_{red}} \quad (37)$$

$W'_{pl}$  — приведенный момент сопротивления сборно-монолитного сечения без учета растянутой зоны бетона сборного элемента.

Расчет по образованию горизонтальной трещины вдоль шва сопряжения сборного и монолитного бетонов рекомендуется производить из условия (29) с использованием нормативных значений нагрузок и характеристик материалов.

Железобетонные сборно-монолитные конструкции следует рассчитывать по раскрытию трещин:

нормальных к продольной оси элемента,  
наклонных к продольной оси элемента.

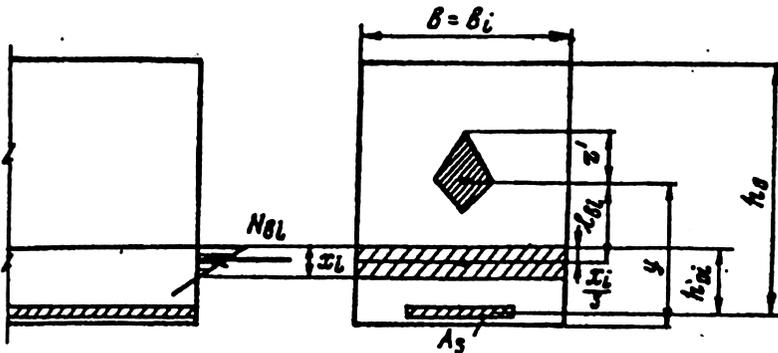


Рис. 5. Расчетная схема к оценке трещиностойкости сборно-монолитного элемента по нормальному сечению

Ширину раскрытия нормальных трещин в сборно-монолитной конструкции  $a_{crc}$  определяют как сумму двух слагаемых:

$$a_{crc} = a_{crci} + a_{crcII} \quad , \quad (38)$$

где  $a_{crci}$  — ширина раскрытия нормальных трещин в сборном элементе от действия нагрузок строительного периода, определяемая в соответствии со СНиП 2.03.01-84\*,

$a_{crcII}$  — ширина раскрытия нормальных трещин в сборно-монолитном элементе от действия нагрузок эксплуатационного периода, определяемая по формуле

$$a_{crcII} = \delta \varphi_i \eta \frac{\sigma_{sII}}{E_s} 20 (3,5 - 100\mu)^3 \sqrt{d} \quad , \quad (39)$$

здесь величины  $\delta$ ,  $\varphi_i$ ,  $\eta$  принимаются в соответствии со СНиП 2.03.01-84\*,

$\sigma_{sII}$  — приращение напряжений в стержнях продольной рабочей арматуры от действия нагрузок эксплуатационного периода, равное

$$\sigma_{sII} = \frac{M_{ser}}{W_{pIII}} \quad , \quad (40)$$

где  $W_{pIII}$  — момент сопротивления по растянутой зоне сборно-монолитного сечения.

Величину  $W_{pIII}$  рекомендуется определять в зависимости от соотношения величин  $M_{ser}$  и  $M_{crcII}$ :

а) при  $M_{ser} < M_{crcII}$  (41)

$$W_{pIII} = W_{II} = A_s \left( h_0 - \frac{x_c}{2} \right) + \frac{b}{2\alpha} x_{br} \frac{x_c + x_{br}}{h_0 - x_c} \quad , \quad (42)$$

где  $x_c$  — высота сжатой зоны сборно-монолитного сечения при треугольной эпюре напряжений (рис. 4), определяемая по формуле (19);

$x_{br}$  — условная высота растянутого бетона, равная

$$x_{br} = \sqrt{2x_c^2 - A_s \frac{4\alpha}{b} (H_0 - x_c)} \quad ; \quad (43)$$

б) при  $M_{ser} \geq M_{crcII}$  (44)

$$W_{pIII} = \frac{W_{II} (M_{lim,ser} - M_{con} - M_{ser}) + M_{pl} (M_{ser} - M_{crcII})}{M_{lim,ser} - M_{con} - M_{srlI}} \quad . \quad (45)$$

Здесь  $W_{II}$  определяется по формуле (42),

$M_{lim,ser}$  — предельный нормативный момент, воспринимаемый сечением полной высоты.

Расчет по образованию наклонной трещины на участке действия наибольшего поперечного усилия рекомендуется производить в соответствии со СНиП 2.03.01-84\*, при этом значения величин  $\sigma_{m1}$ ,  $\sigma_{m2}$ , входящих в формулы (141) и (142), необходимо определять с учетом сложения двух полей напряжений: в сборном элементе — с компонентами  $\sigma_{x1}$ ,  $\sigma_{y1}$ ,  $\tau_{xy1}$  от действия нагрузок строительного периода; в элементе полной высоты — с компонентами  $\sigma_{x2}$ ,  $\sigma_{y2}$ ,  $\tau_{xy2}$  от действия эксплуатационных нагрузок:

$$\sigma_{mc} = \frac{(\sigma_{x1} + \sigma_{x2}) + (\sigma_{y1} + \sigma_{y2})}{2} \pm \sqrt{\left[ \frac{(\sigma_{x1} + \sigma_{x2}) - (\sigma_{y1} + \sigma_{y2})}{2} \right]^2 + (\tau_{xy1} + \tau_{xy2})^2} \quad (46)$$

При определении ширины раскрытия трещин в соответствии с указаниями СНиП 2.03.01-84\* рекомендуется величину  $Q_{bl}$  в формуле (153) определять с учетом увеличения усилия образования наклонной трещины в сборно-моноклитном элементе как

$$Q_{bl} = \frac{1,5R_{br,ser}bh_0^2}{c} \left(1 + k_1^{comb} \frac{\xi}{3}\right) \quad (47)$$

где  $k_1^{comb} = 100m_k \xi$ ;  $\xi = -\mu n + \sqrt{(\mu n)^2 + 2\mu n}$ .

Прогиб железобетонных сборно-моноклитных конструкций гидросооружений, обусловленный деформацией изгиба  $f_m$ , рекомендуется определять как сумму двух слагаемых:

$$f_m = f_{mI} + f_{mII} \quad (48)$$

где  $f_{mI}$  — прогиб сборного элемента от действия нагрузок строительного периода;  $f_{mII}$  — прогиб сборно-моноклитного элемента от действия нагрузок эксплуатационного периода.

Величину  $f_{mII}$  рекомендуется определять в соответствии со СНиП 2.03.01-84\*, при этом кривизну сборно-моноклитного элемента от действия нагрузок эксплуатационного периода ( ) вычислять по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{II} = \left(\frac{1}{r}\right)_{III} - \left(\frac{1}{r}\right)_{III2} + \left(\frac{1}{r}\right)_{III3} + \left(\frac{1}{r}\right)_{III4} \quad (49)$$

Определение величин приращения кривизны:  $\left(\frac{1}{r}\right)_{III}$  от непродолжительного действия всей эксплуатационной нагрузки;

$\left(\frac{1}{r}\right)_{III2}$  — от непродолжительного действия постоянной и длитель-

ной частей эксплуатационной нагрузки;  $(\frac{1}{r})_{II}$  — от продолжительного действия постоянной и длительной частей эксплуатационной нагрузки;  $(\frac{1}{r})_{IIA}$  — от продолжительного действия постоянной нагрузки строительного периода, рекомендуется производить по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{IIA} = \frac{M_{ser1-4}}{B_{II}}, \quad (50)$$

здесь  $B_{II}$  — жесткость сборно-монокристаллического сечения по растянутой зоне, принимаемая равной

$$B_{II} = \frac{E_s}{\phi_{sII}} (h_0 - x_c) W_{pII}, \quad (51)$$

где  $W_{pII}$  — момент сопротивления по растянутой зоне сборно-монокристаллического сечения, учитывающий влияние сжатой зоны сборного элемента и определяемый в соответствии с формулами (42) и (45);

$\phi_{sII}$  — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участке с трещинами в сборно-монокристаллическом элементе при действии на него нагрузки эксплуатационного периода и определяемый:

а) при наличии трещин только в сборном элементе, что соответствует условию (41)

$$\phi_{sII} = \phi_{sI} = 1,25 - \phi_{II} \frac{M_{crII}}{M_{con}}, \quad (52)$$

где  $\phi_{II}$  — коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки и принимаемый по СНиП 2.03.01-84\*;

б) при пересечении трещинами границы сборного и монокристаллического бетонов, что соответствует условию (44)

$$\phi_{sII} = \phi_{sI} + \left[ 1,25 - \phi_{II} \frac{M_{crII}}{M_{con}} \right] \quad (53)$$

В формулу (50) подставляются значения моментов  $M_{ser1-4}$  от соответствующей эксплуатационной нагрузки. При определении величины  $(\frac{1}{r})_{IIA}$  учитывается частичная реализация длительного действия постоянной нагрузки строительного периода до набора прочности бетона омоноличивания.

Принимая во внимание, что расчетные сопротивления бетонов сборной и монокристаллической составляющей сборно-монокристаллического

сечения различны, при выполнении расчетов это необходимо учитывать следующим образом:

сжатие осевое (призмennую прочность) следует принимать: при расположении в сжатой зоне расчетного сечения только бетона сборного элемента — равным сопротивлению бетона сборного элемента  $R_{bi,ser}$ ;  $R_{bi}$ ; при расположении в сжатой зоне бетона сборного элемента и бетона омоноличивания — равным приведенному сопротивлению  $R_{bi,ser}^{comb}$ ;  $R_b^{comb}$ , определяемому по формуле

$$R_b^{comb} = \frac{R_{bi} S_{ix} + R_b S_{mx}}{S_{ix} + S_{mx}} \quad (54)$$

где  $S_{ix}$  — статический момент бетона сборного элемента в пределах сжатой зоны составного сечения относительно его нейтральной оси;  $S_{mx}$  — статический момент бетона омоноличивания в пределах сжатой зоны составного сечения относительно его нейтральной оси. При этом расстояние от нейтральной оси сборно-моноклитного сечения до его верхней грани определяется по формуле (19);

растяжение осевое рекомендуется принимать равным сопротивлению бетона сборного элемента  $R_{bii,ser}$ ;  $R_{bii}$  при расположении в растянутой зоне только бетона сборного элемента и равным меньшему из значений  $R_{bii,ser}$ ;  $R_{bii}$  или  $R_{bi,ser}$ ;  $R_{bi}$  при расположении в растянутой зоне бетона сборного элемента и бетона омоноличивания

Все вышеприведенные зависимости справедливы при обеспечении надежной связи между сборным элементом и бетоном омоноличивания.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений. М.: Стройиздат, 1984.
2. Методические рекомендации по расчету деформативности и трещиностойкости сборно-моноклитных конструкций. Киев: НИИСК Госстроя СССР, 1987.
3. Васильев П.И., Кононов Б.И., Чирков Я.Н. Железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Л.: 1988.
4. Кириллов А.П., Черняк Т.В. Особенности сопротивления сборно-моноклитных железобетонных конструкций, возводимых поэтапно. //«Энергетическое строительство». 1986. №7.
5. Кириллов А.П., Черняк Т.В., Селезнев С.В. Индустриальные конструкции с применением моноклитного железобетона в главных корпусах атомных электростанций. Обзорная информация. М.: Информэнерго. 1989. Вып. 10.

## ПОВЫШЕНИЕ НАДЕЖНОСТИ МАССИВНЫХ ЖЕЛЕЗО-БЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЭНЕРГОСООРУЖЕНИЙ, ОСЛАБЛЕННЫХ СТРОИТЕЛЬНЫМИ ШВАМИ, НА ОСНОВЕ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ МЕТОДОВ ИХ РАСЧЕТА

*Лисичкин С.Е., кандидат техн.наук (АО НИИЭС)*

Одной из отличительных особенностей массивных железобетонных конструкций энергетических сооружений является наличие в них, как правило, строительных швов, устраиваемых по различным причинам.

Наиболее часто строительные швы возникают при возведении массивных конструкций послойно с перерывами в бетонировании (подпорные стены и стены камер шлюзов, плиты и балки здания ГЭС, фундаменты под турбоагрегаты ТЭС и др.).

При возведении энергосооружений с применением сборных элементов (например, армопалубочных панелей) в сборно-моноклитных конструкциях образуются строительные швы на контакте сборного элемента и монолитного бетона.

В последние годы наибольшее внимание уделяется вопросам повышения безопасности энергосооружений, находящихся в эксплуатации длительное время, а также вопросам реконструкции таких сооружений. В ряде случаев требуется проведение ремонта или усиления конструкций путем укладки дополнительного слоя бетона, в том числе взамен удаляемого поврежденного бетона. При этом также появляются швы на контакте «старого» бетона с «новым».

Наличие строительных контактных швов в массивных конструкциях энергосооружений ослабляет их и требуется учет этих швов при расчетах прочности.

В зонах швов массивных конструкций различного типа отмечается сложное напряженное состояние. При этом на контактных поверхностях возникают растягивающие, сжимающие и касательные напряжения, в том числе их сочетания в зависимости от характера внешних воздействий на конструкции.

Установлено, что одним из наиболее распространенных случаев является воздействие сдвигающих усилий, в том числе совместно с нормальными сжимающими напряжениями на контактных поверхностях.

В действующих нормативных документах России содержатся определенные положения, касающиеся оценки прочности конструк-

ций с учетом строительных швов.

Указания по расчету контактных швов на сдвиг содержатся также в ряде международных нормативных документов. Наиболее подробно методика расчета компонентов напряженного состояния в плоскости швов, а также методика определения сопротивления швов сдвигающим усилиям изложена в используемых при проектировании энергосооружений нормативных документах: «Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений» (П-46-89) к СНиП 2.06.08-87 и Справочное пособие к СНиП «Проектирование железобетонных сборно-монолитных конструкций». При этом, по мнению ряда ведущих специалистов в области теории железобетона наиболее целесообразным представляется определение напряженного состояния в контактных швах массивных конструкций на основе метода вторичных полей напряжений.

Упомянутые методики нормативных документов имеют определенные недостатки.

В условиях неуклонного повышения требований по надежности и безопасности энергосооружений возникают задачи по дальнейшему совершенствованию методов расчета массивных конструкций, в том числе с учетом ослабления их строительными контактными швами.

Для изучения особенностей работы контактных швов в массивных конструкциях при сдвиге проводились многочисленные экспериментальные и теоретические исследования в таких ведущих организациях, как ГУП НИИЖБ, АО ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, АО НИИЭС, СПбГТУ, НИИСК, МГСУ, НИИЖТ, КазИСИ и ряде других.

Экспериментальные исследования в основном проводились на специальных опытных образцах, моделирующих работу контактных швов при сдвиге, которые представляли собой одно- и двухсрезные системы со швами, расположенными в вертикальной и горизонтальной плоскостях. Некоторые из исследователей проводили также эксперименты на балочных элементах, состоящих из частей, разделенных контактными швами. При этом создавалась поверхность швов различной формы: полностью гладкая; шероховатая с естественной шероховатостью; поверхность с искусственной шероховатостью, образуемой с применением специальной опалубки.

Для исследования сопротивления швов за счет зацепления выступов и впадин контактное соединение выполнялось из двух

блоков с одинаковой картиной выступов и впадин на сопрягаемых поверхностях. При этом предварительно производилось взаимное смещение нормально плоскости шва (отрыв) для исключения дальнейшего влияния сцепления и выделения изолированного влияния сил зацепления.

При исследовании влияния сжимающих напряжений на величину сопротивления сдвигу создавалось прижатие контактных поверхностей в направлении нормали к плоскости швов.

Используемые модели имели свои достоинства и недостатки. Контактные швы находились в условиях сложного напряженного состояния, что затрудняло оценку в чистом виде сопротивления сдвигу отдельных составляющих (сцепления, зацепления и обжатия), работающих совместно.

Несмотря на это, полученные результаты широко и обоснованно использовались при разработке методов расчета.

В результате экспериментальных исследований были получены данные о характере образования и развития трещин, деформировании и разрушении по контактными швам. Деформирование плоских гладких швов происходит линейно до образования трещин в плоскости швов, после чего практически сразу наступает разрушение. В данном случае прочность шва определяется в основном силами сцепления бетонов («старого» и «нового»). При этом прочность сцепления обусловлена физико-химическими процессами срастания бетонов в шве и зависит от ряда факторов (технологических и конструктивных), а также от прочностных показателей бетонов.

В работе плоских шероховатых швов на сдвиг можно выделить две стадии. В первой стадии (до образования трещины по шву) происходит линейное деформирование, близкое по характеру к гладкому контакту, а величина силы сдвига, при котором обрывается трещина, примерно равна значению силы разрушения для гладкого шва. Во второй стадии (после образования трещины) происходит ускоренное деформирование с возрастанием опытного значения силы до его предельного значения (при разрушении). При этом первая стадия обусловлена силами сцепления бетона в шве, а вторая стадия - силами зацепления шероховатостей в контакте.

По данным различных авторов прочность гладкого шва на сдвиг составила 0,5-0,7 от величины прочности бетона при растяжении или 0,25-0,3 от прочности монолитного бетона на сдвиг. Прочность же на сдвиг шероховатых поверхностей составила

0,7—1,0 от значения прочности бетона на растяжение или 0,3—0,5 и более от прочности на сдвиг монолитного бетона.

Значительный разброс значений показателей прочности контактных швов при сдвиге объясняется различными методиками испытаний, различной шероховатостью контактных поверхностей и различными составами и характеристиками бетонов опытных моделей. Анализ данных выполненных ранее другими авторами экспериментов показал, что прочность швов при сдвиге возрастает практически пропорционально росту прочности бетона при растяжении. Это отмечается как для гладких, так и для шероховатых швов.

Результаты испытаний плоских и контактных швов на сдвиг совместно со сжатием показывают, что внешняя сжимающая сила существенно влияет на прочность швов.

При увеличении значений сжимающих напряжений от нуля и выше происходит приращение величины прочности контактного шва на сдвиг по сравнению с величиной, отвечающей прочности шва на сдвиг без обжатия. При малых значениях обжатия приращение прочности происходит практически линейно, при этом коэффициент пропорциональности составляет от 0,6 до 1,5 в зависимости от степени шероховатости поверхности, класса бетона и других факторов. Суммарную прочность швов при сдвиге за счет обжатия можно увеличить в 1,5-2 раза и даже более. При достижении величиной обжатия швов значения, равного примерно 0,5 прочности контактного шва на сжатие, прирост прочности на сдвиг прекращается. Далее происходит снижение прочности швов на сдвиг до нулевых значений при увеличении обжатия до величины прочности бетона на сжатие.

Влияние сжатия в швах на их прочность при сдвиге объясняется действием условных сил трения в контактных швах и увеличением сил зацепления при прижатии поверхностей швов. При действии напряжений сжатия происходит прижатие контактных поверхностей, возрастает площадь соприкосновения выступов и впадин и, соответственно, повышается сопротивление сдвигу.

Расчетно-теоретические исследования прочности контактных швов при сдвиге основываются: на непосредственном использовании опытных данных; на разработке математических расчетных моделей, описывающих работу контактных швов при сдвиге; на комбинированном использовании расчетных моделей и опытных данных.

Согласно ряду источников сопротивление шва сдвигу  $R_{b,sh}$  определяется на основе величины сопротивления монолитного бетона растяжению:

$$R_{b,sh} = \gamma_{b,sh} R_{bt} \quad (1)$$

Коэффициент  $\gamma_{b,sh}$  отражает состояние поверхности швов и определяется экспериментально в зависимости от степени их шероховатости. Различные источники предлагают его значения в диапазоне от 0,4 до 0,9.

По данным других исследователей сопротивление швов сдвигу рекомендуется определять на основе прочности монолитного бетона при сдвиге:

$$R_{b,sh} = \gamma_{b,sh,m} R_{b,sh,m} \quad (2)$$

где коэффициент  $\gamma_{b,sh,m}$  учитывает снижение прочности швов на сдвиг по сравнению с прочностью на сдвиг монолитного бетона  $R_{b,sh,m}$  и определяется экспериментально. Его значение может приниматься равным 0,45-0,6 в зависимости от состояния контактной поверхности.

Имеются предложения определять сопротивление сдвигу контактных швов как состоящее из сопротивления от сцепления бетона в швах и от зацепления поверхностей. При этом предполагается, что сцепление составляет (0,4-0,6) от  $R_{bt}$ , а зацепление после образования трещины — (0,6-0,8) от  $R_{bt}$ .

Величина прочности на сдвиг с учетом сжимающих напряжений может определяться на основе различных подходов.

В соответствии с одним из таких подходов:

$$R_{b,sh,\sigma} = \gamma_{b,sh,\sigma} R_{b,sh} \quad (3)$$

$$\gamma_{b,sh,\sigma} = 1 + \gamma_{\sigma} (\sigma_{b,c} / R_b) \quad (4)$$

где:  $\gamma_{\sigma}$  — коэффициент, учитывающий уровень сжатия в шве, он определяется опытным путем.

По другому подходу прочность шва на сдвиг определяется на основе величины прочности монолитного бетона на сдвиг  $R_{b,sh,m}$

$$R_{b,sh,\sigma} = \gamma_{b,sh,\sigma,m} R_{b,sh,m} \quad (5)$$

При этом сопротивление монолитного бетона сдвигу с учетом сжимающих напряжений определяется по критериям прочности бетона при плоском напряженном состоянии.

Один из наиболее физически ясных подходов заключается во введении дополнительного условного сопротивления трению

$$R_{b,sh,\sigma} = R_{b,sh} + \gamma_{b,tr} \sigma_{b,c} \quad (6)$$

где:  $\gamma_{b,н}$  — коэффициент условного трения, определяемый экспериментально. Его величина изменяется в широком диапазоне (0,5–1,5) в зависимости от состояния поверхностей контакта и класса бетона.

На основе анализа результатов выполненных ранее исследований было установлено, что они имеют довольно неоднородный характер, отмечается значительный разброс опытных значений сопротивления швов сдвигу. Существует большое количество предложений по расчетной оценке сопротивления контактных швов сдвигу, которые отличаются по форме и по содержанию, а также дают различные конечные результаты.

Учитывая изложенные выше обстоятельства, возникает необходимость в получении дополнительных данных экспериментальных исследований и в совершенствовании методик расчета сопротивления контактных швов сдвигу на основе имеющихся экспериментально-теоретических данных, а также полученных дополнительно опытных результатов.

Для этих целей в АО НИИЭС и МИКХиС<sup>\*)</sup> были проведены специальные экспериментальные и теоретические исследования сопротивления бетонных контактных швов при действии сдвигающих усилий, в том числе совместно со сжатием контактных поверхностей.

Для решения задач по экспериментальному уточнению величин сопротивления бетонных контактных швов при действии сдвигающих усилий были изготовлены две серии опытных бетонных образцов, моделирующих фрагменты массивных конструкций, ослабленных строительными швами.

Бетонные образцы имели следующие проектные размеры: длина 60 см, высота 20 см, толщина 12 см. Каждый образец был разделен вертикальными швами на три секции длиной 20 см. Площадь поверхности контактного шва составляла около 240 см<sup>2</sup>.

Для исследования влияния прочностных характеристик бетонов на прочность швов образцы опытных серий изготавливались из бетонов различных проектных классов: образцы серии I из бетона класса В17,5, образцы серии II из бетона класса В30.

Для создания сжимающих напряжений в плоскости швов на торцах образцов закреплялись специальные толстые пластины (10 мм) с отверстиями, в которые были вставлены продольные шпильки (тяги). Путем натяжения продольных шпилек создавались усилия, прижимающие поверхности швов.

<sup>\*)</sup> В МИКХиС исследования проводил аспирант Скворцов А. Г.

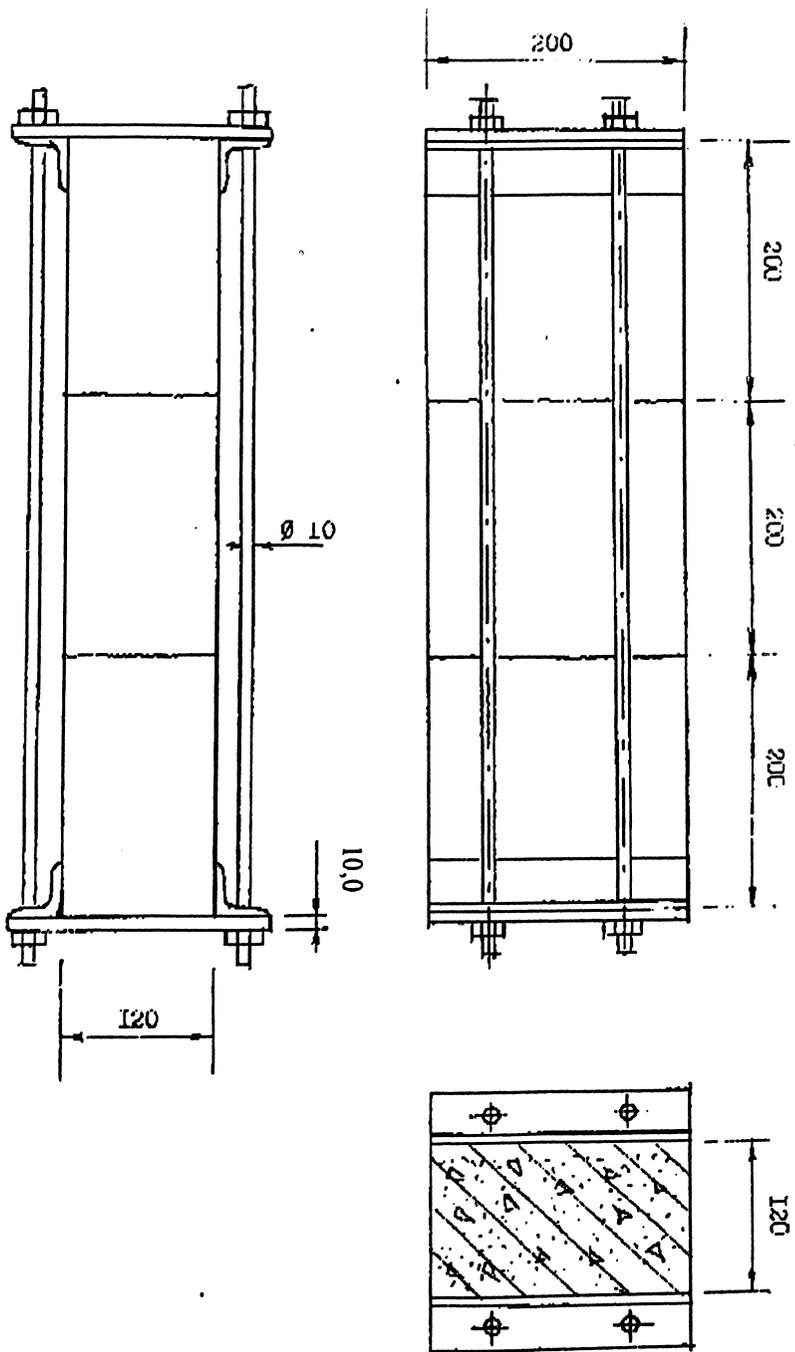


Рис.1. Конструкция бетонного образца с контактными швами.  
 Размеры даны в мм.

Конструкция опытных бетонных моделей со швами представлена на рис. 1.

Опытные бетонные модели изготавливались из обычного тяжелого бетона с гранитным заполнителем фракции 5-20мм.

Бетонирование образцов проводилось в гладкой стальной опалубке в два приема. В первую очередь бетонная смесь укладывалась в обе крайние секции, при этом в средней секции устанавливалась временная вставка из плотного пенопласта с гладкими гранями. Через несколько дней после набора необходимой прочности бетоном крайних секций центральная вставка удалялась и производилось бетонирование средней секции. Таким образом изготавливались бетонные модели с плоскими гладкими контактными швами.

Одновременно с изготовлением моделей бетонировались контрольные стандартные кубиковые образцы размером 15x15x15 см для определения прочности бетона моделей в период испытаний.

Твердение и набор прочности бетоном моделей осуществлялось во влажной среде (опилки, мешковина) при температуре 18-20°C.

Испытания бетонных моделей проводились в горизонтальном положении по двухсрезной симметричной схеме. Крайние секции устанавливались на опоры и жестко закреплялись при помощи специальных устройств, чтобы максимально исключить изгибные деформации моделей. Опытная сдвигающая нагрузка прикладывалась вертикально к средней секции модели.

Схема испытаний бетонных моделей со швами при действии сдвигающей силы представлена на рис. 2.

В ходе испытаний фиксировались величины нагрузки и деформаций при образовании трещин в швах и при разрушении моделей.

Для этого модели были оснащены контрольно-измерительной аппаратурой. На бетонные поверхности (лицевую и обратную) наклеивались тензорезисторы с базой 50 мм поперек швов в продольном направлении. Вблизи швов устанавливались индикаторные головки часового типа ИЧ-10 для измерения величин взаимных смещений контактных поверхностей швов (цена деления 0,001 мм).

Для контроля за величиной и равномерностью усилий обжатия поверхностей швов на шпильки наклеивались тензорезисторы с базой 10 мм.

Схема оснащения моделей средствами измерения представлена на рис.3.

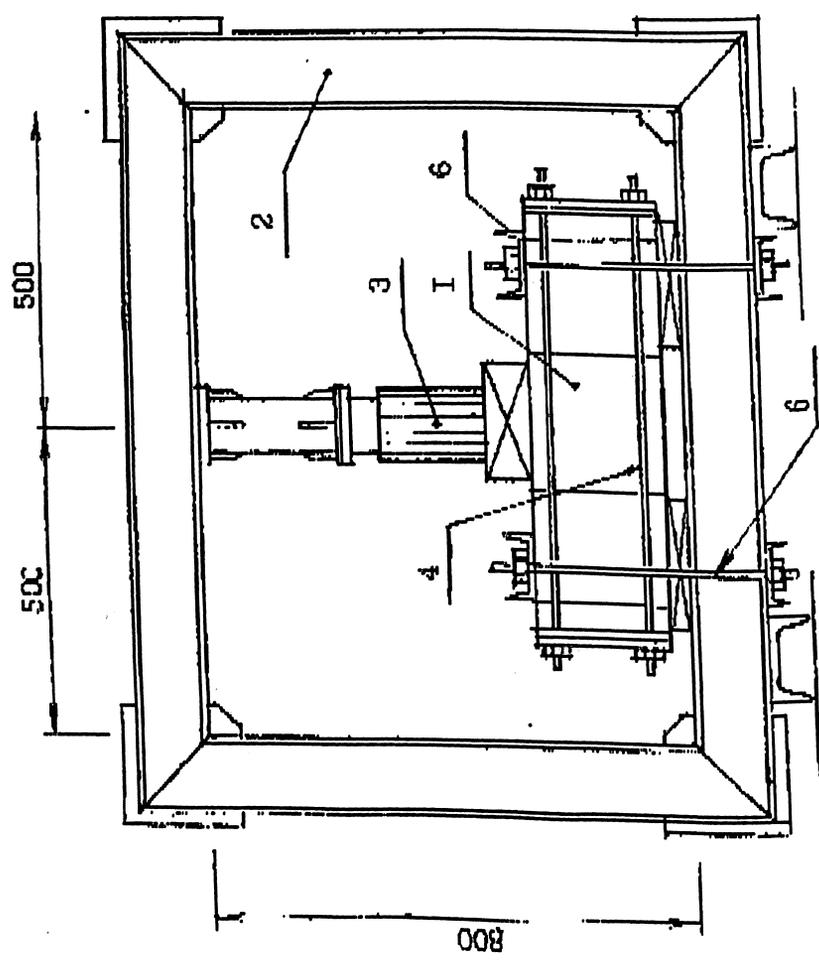
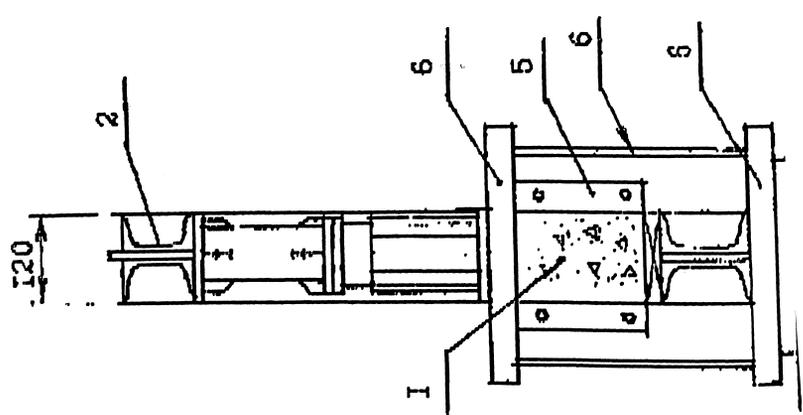
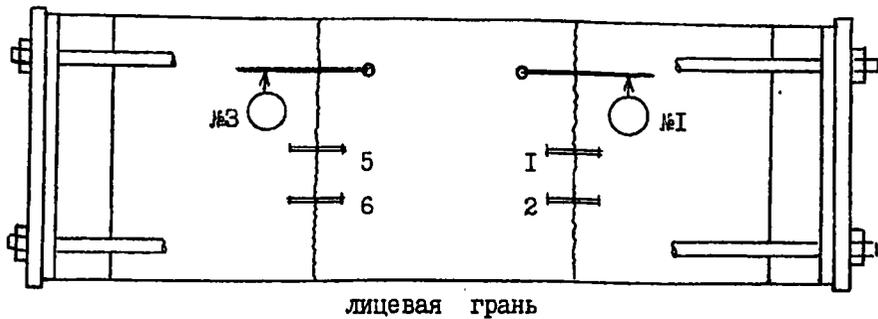
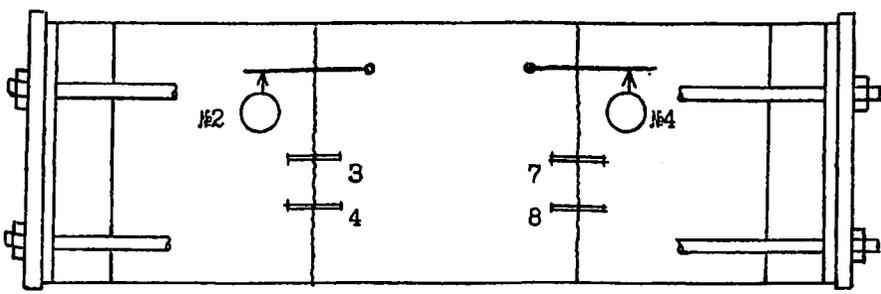


Рис.2. Схема силовой установки для испытания бетонных образцов с контактными швами на сдвиг. Размеры даны в мм.  
 1 — опытный образец со швами, 2 — силовые элементы стенда (14); 3 — гидродомкрат, 4 — продольные шпильки;  
 5 — торцевые пластины, 6 — элементы жесткого крепления крайних секций образца.



лицевая грань



тыловая грань

Рис.3. Схема оснащения бетонного образца с контактными швами контрольно-измерительными приборами: 1 — 8 — тензорезисторы с базой 50 мм; №1 — №4 — индикаторы часового типа ИЧ-10; на каждой из продольных стяжек наклеены по 2 тензорезистора с базой 25 мм

Также за образованием и развитием трещин в швах велись визуальные наблюдения с использованием микроскопа отсчетного МПБ-2 (трубка Бринелля) с ценой деления шкалы 0,005 мм.

В ходе испытаний опытная нагрузка прикладывалась ступенями по 10% от прогнозируемой величины нагрузки разрушения.

Испытания моделей проводились в возрасте около 30 суток. Непосредственно перед испытаниями определялась кубиковая прочность бетона моделей на основе контрольных образцов. Значения прочности бетона при растяжении, а также призменная прочность определялись теоретически на основе известных формул теории железобетона.

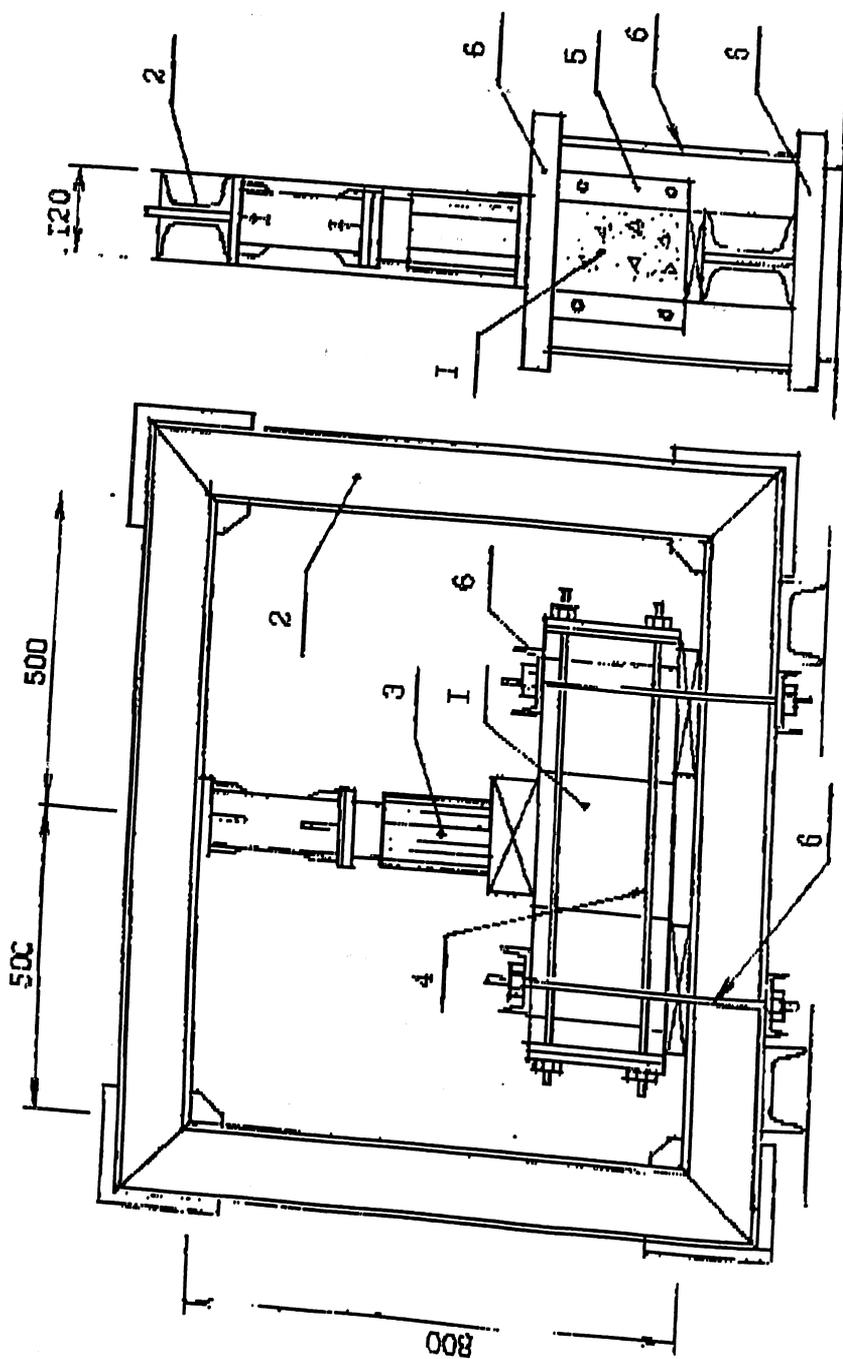
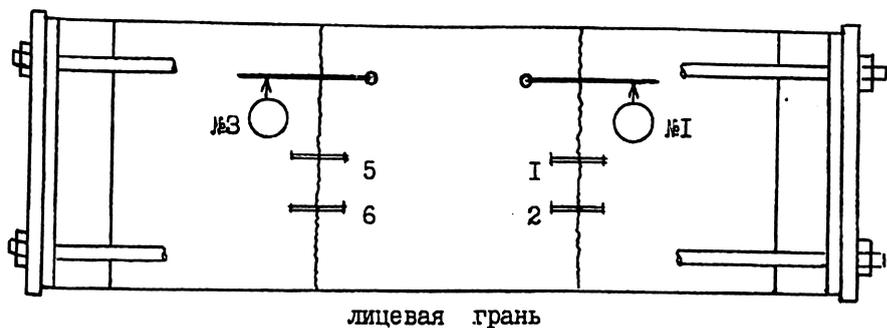
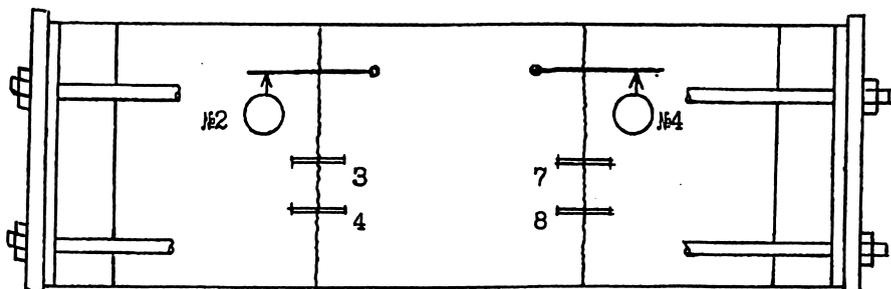


Рис.2. Схема силовой установки для испытания бетонных образцов с контактными швами на сдвиг. Размеры даны в мм.  
 1 — опытный образец со швами; 2 — силовые элементы стенда (14); 3 — гидродомкрат; 4 — продольные шпильки;  
 5 — торцевые пластины; 6 — элементы жесткого крепления крайних секций образца.



лицевая грань



тыловая грань

**Рис.3.** Схема оснащения бетонного образца с контактными швами контрольно-измерительными приборами: 1 – 8 — тензорезисторы с базой 50 мм; №1 – №4 — индикаторы часового типа ИЧ-10; на каждой из продольных стяжек наклеены по 2 тензорезистора с базой 25 мм

Также за образованием и развитием трещин в швах велись визуальные наблюдения с использованием микроскопа отсчетного МПБ-2 (трубка Бринелля) с ценой деления шкалы 0,005 мм.

В ходе испытаний опытная нагрузка прикладывалась ступенями по 10% от прогнозируемой величины нагрузки разрушения.

Испытания моделей проводились в возрасте около 30 суток. Непосредственно перед испытаниями определялась кубиковая прочность бетона моделей на основе контрольных образцов. Значения прочности бетона при растяжении, а также призмная прочность определялись теоретически на основе известных формул теории железобетона.

Фактическое значение кубиковой прочности бетона в моделях серии I составило 24,0 МПа, а в моделях серии II изменялось в пределах 37,0–38,0 МПа. Соответственно, прочность бетона при растяжении составила 1,63 МПа для образцов серии I и 2,19–2,23 МПа — для образцов серии II.

В швах моделей серии I создавалось сжатие контактных поверхностей величиной 0,05–1,69 МПа, в моделях серии II — величиной 0,24–1,72 МПа.

Отмеченный в ходе испытаний характер образования трещин, деформирования и разрушения соответствовал описанному выше на основе данных выполненных ранее исследований. При этом деформирование в швах с очень низкими уровнями обжатия отличалось от наблюдаемого в моделях с более высокими напряжениями сжатия контактных поверхностей.

Опытные значения предельных сдвигающих усилий в швах моделей серии I составили 22,25–29,00 кН, для моделей серии II — 23,28–52,15 кН. Величинам усилий соответствовали следующие значения сопротивления сдвигу: 0,89–1,16 МПа для моделей серии I и 0,97–2,12 МПа для моделей серии II.

На основе анализа полученных опытных данных были выявлены следующие особенности и закономерности сопротивления швов сдвигающим усилиям.

Прочность строительных швов при «чистом» сдвиге (без прижатия контактных поверхностей) ниже значений прочности бетона моделей на растяжение. Так в образцах (при незначительном обжатии швов), имеющих прочность при растяжении 1,63 МПа и 2,19 МПа, значения сопротивления швов сдвигу равны, соответственно, 0,89 МПа и 0,97 МПа.

В образцах, имеющих большую прочность бетона, отмечались более высокие значения сопротивления сдвигу. Так для образцов разных серий с одинаковым уровнем прижатия контактных поверхностей (0,82 МПа) при изменении прочности на растяжение от 1,63 МПа до 2,23 МПа сопротивление швов сдвигу повысилось от 1,03 МПа до 1,44 МПа.

В рассмотренном диапазоне изменения сжимающих напряжений в швах увеличение значений этих напряжений вызвало возрастание сопротивления при сдвиге. Так в образцах серии I при повышении сжимающих напряжений от 0,05 МПа до 1,69 МПа сопротивление швов сдвигу возросло от 0,89 МПа до 1,16 МПа. Для образцов серии II рост сжимающих напряжений в швах от 0,24 МПа до 1,72 МПа вызвал увеличение сопротивления сдвигу от 0,97 МПа до 2,12 МПа.

Таким образом, проведенные экспериментальные исследования сопротивления контактных швов при совместном действии сдвигающих и сжимающих усилий позволили получить дополнительные данные, с учетом которых были предложены представленные ниже откорректированные расчетные зависимости.

В результате проведенного анализа теоретических исследований было установлено, что наиболее достоверно поведение контактных швов при действии сдвигающих усилий, в том числе совместно со сжатием контактных поверхностей, описывается двумя расчетными математическими моделями. Первая из них основана на учете условных сил трения, другая - на учете условий критерия прочности при плоском напряженном состоянии.

Сопротивление сдвигу швов на основе первой из отмеченных выше моделей выражается следующей зависимостью:

$$R_{b,sh} = \gamma_{b,sh} R_{br} + \gamma_{b,lr} \sigma_{b,c} \quad , \quad (7)$$

где:  $\gamma_{b,sh}$  — коэффициент, учитывающий влияние сил сцепления и зацепления в шве;  $\gamma_{b,lr}$  — коэффициент условного трения.

Значения коэффициентов, входящих в зависимость (7), были определены экспериментально на основе дополнительно полученных и имевшихся ранее опытных данных и составили, соответственно, 0,44–0,55 и 0,33–0,5 в зависимости от различных факторов.

Ниже представлена зависимость, описывающая вторую из выбранных моделей сопротивления швов сдвигу:

$$R_{b,sh} = K_{b,sh} R_{br} [1 + (\sigma_{b,c} / R_{br})]^{0.5} \quad , \quad (8)$$

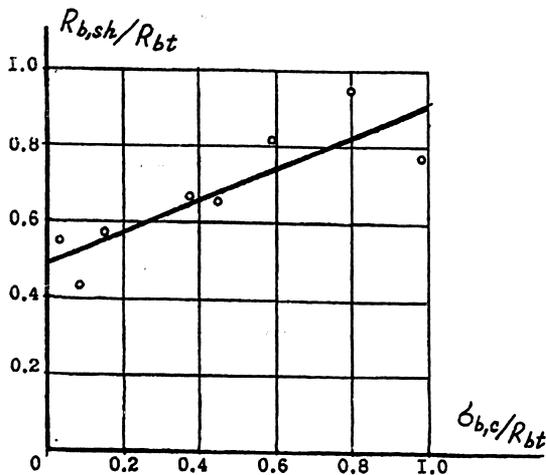
где:  $K_{b,sh}$  — обобщенный коэффициент, учитывающий особенности сопротивления шва при плоском напряженном состоянии.

Значение коэффициента, входящего в зависимость (8), было определено экспериментально на основе полученных дополнительно и имевшихся ранее опытных данных и составило 0,51–0,71 в зависимости от различных факторов.

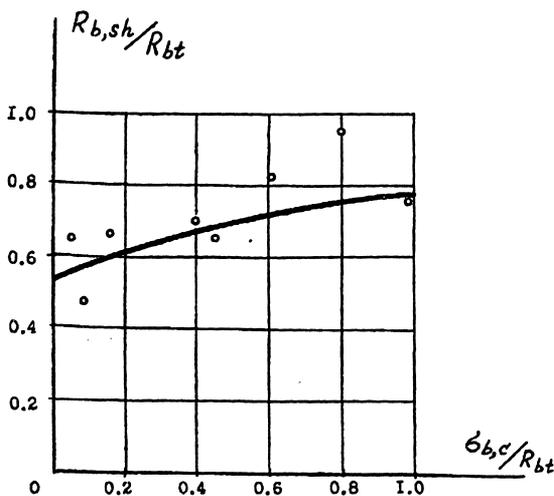
Так как расчетные зависимости (7) и (8) были уточнены для гладких контактных поверхностей, то для учета шероховатости были разработаны коэффициенты на основе данных выполненных ранее исследований.

В целях экспериментального уточнения величины сопротивления сдвигу контактных швов с шероховатыми поверхностями планируются дальнейшие исследования на моделях, имитирующих различные степени шероховатости контактного соединения.

На рис. 4 представлено изменение прочности контактных швов при сдвиге в зависимости от уровня сжатия контактных поверхностей.



а)



б)

Рис.4. График зависимости сопротивления сдвигу бетона контактного шва от нормальных сжимающих напряжений при использовании: а) условного коэффициента трения; б) условного критерия плоского напряженного состояния.

Графики зависимостей построены в относительных координатах:  $R_{b,sh}/R_{bt}$  и  $\sigma_{b,c}/R_{bt}$ .

При этом по оси абсцисс отложены значения сжимающих напряжений относительно прочности бетона при растяжении, а по оси ординат - значения сопротивления сдвигу относительно прочности бетона при растяжении.

Таким образом, в результате проведенных исследований были разработаны откорректированные расчетные зависимости для определения величины сопротивления контактных швов при действии сдвигающих усилий, в том числе при совместном действии сдвига со сжатием, обеспечивающие повышение надежности проектируемых энергетических сооружений.

## **ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ СРАБОТКИ ВЕРХНЕГО БАСЕЙНА НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ СООРУЖЕНИЙ ЗАГОРСКОЙ ГАЭС**

*Блинов И.Ф., Гальперина Л.П., инженеры (АО НИИЭС)*

В состав сооружений Загорской ГАЭС входят: верхний (искусственный) бассейн, образованный насыпной дамбой из моренного суглинка длиной 9 км, с максимальной высотой 35 м; водоприемник реверсивного типа высотой 41,8 м, шириной по потоку 70,2 м, длиной поперек потока 102,7 м с сопрягающими подпорными стенками; напорные сталежелезобетонные трубопроводы (шесть ниток) длиной 720 м, диаметром 7,5 м, которые располагаются на рандбалках, опирающихся на свайный ростверк из буронабивных свай; здание станции (шесть обратимых агрегатов) высотой 50 м, длиной поперек потока 137,6 м, шириной по потоку 72,2 м; нижний бассейн, образованный верховой и низовой плотинами с водосбросами. Фундаментные плиты водоприемника и здания станции из монолитного бетона неразрезной конструкции.

Гидротехнические сооружения Загорской ГАЭС в период эксплуатации подвергаются, помимо статических нагрузок, воздействиям многократно повторяющихся нагрузок при сработках и наполнениях верхнего бассейна и температурным воздействиям.

В соответствии с правилами эксплуатации уровни верхнего и нижнего бассейнов изменяются в соответствии с графиком на-

грузки и режимом работы ГАЭС. Как правило, ГАЭС в ночное время суток работает в насосном режиме. При этом уровень верхнего бассейна поднимается с отм. 257,0 м до отм. 266,5 м, а в нижнем бассейне понижается с отм. 158,2 м до отм. 153,0 м. При работе ГАЭС в турбинном режиме происходит снижение уровня воды в верхнем бассейне при соответствующем подъеме уровня воды в нижнем бассейне в пределах выше указанных отметок. Колебания уровня воды в верхнем бассейне составляют около 9,5 м, а в нижнем — около 5,0 м.

Для выявления степени влияния эксплуатационной сработки верхнего бассейна на напряженно-деформированное состояние конструктивных элементов гидросооружений ГАЭС были проведены специальные наблюдения по дистанционной контрольно-измерительной аппаратуре, установленной в сооружениях (фундаментных плитах водоприемника и здания станции, секциях трубопровода 2, подпорных стенках первого яруса верхнего бассейна). Измерения показателей состояния сооружений выполнялись при фиксированных уровнях воды верхнего и нижнего бассейнов. В таблице приведены данные о фиксированных уровнях воды верхнего и нижнего бассейнов во время выполнения измерений по КИА, установленной в сооружениях ГАЭС.

Специальные наблюдения по КИА, установленной в фундаментной плите водоприемника, проводились за уровнями воды в верхнем бассейне, напряжениями в арматуре, температурой бетона, контактными напряжениями и противодавлением в основании водоприемника. Температура бетона фундаментной плиты водоприемника и подпорных стенок первого яруса мало изменялась и была стабильна.

Сработка верхнего бассейна с отм. 266,5 м до отм. 258,4 м наибольшее влияние оказала на величину напряжений в растянутой арматуре фундаментной плиты водоприемника со стороны верхнего бассейна. В этой зоне фундаментной плиты водоприемника напряжения в рабочей арматуре в сечениях, совпадающих с блочными швами, снизились на 9,6 МПа (при уровнях напряжений в арматуре до 230 МПа) и на 8,2 МПа (при уровнях напряжений в арматуре до 130 МПа) (рис.1). При сработке верхнего бассейна на указанную выше величину растягивающие напряжения в тыловой арматуре в зоне между стенкой и фундаментной плитой подпорных стенок первого яруса увеличились на 8,7 МПа и снизились на 5,2 МПа в арматуре со стороны лицевой грани стенок. При указанных

Водо-приемник (фунд. плита)		Подпорные стенки I яруса						Трубопровод 2						Здание ГАЭС (фунд. плита)		
		ПВ-1		ЛВ-1,2		Секция 1		Секция 17		Секция 18		К-С-18-2				
		Время замера	Уровень верхнего бассейна, м	Время замера	Уровень верхнего бассейна, м	Время замера	Уровень верхнего бассейна, м	Время замера	Уровень верхнего бассейна, м	Время замера	Уровень верхнего бассейна, м	Время замера	Уровень верхнего бассейна, м			Время замера
Время замера	Уровень верхнего бассейна, м															
9 <sup>10</sup>	266,5	266,5	266,5	266,5	266,5	266,5	266,5	266,5	266,5	266,5	266,5	266,5	266,5	266,5	266,5	154,2
	266,5															155,3
	265,9	265,9	12 <sup>00</sup>	262,4	264,6	263,7	265,9	265,9	265,9	265,9	265,9	265,9	265,9	265,9	265,9	156,3
	265,9	264,0	13 <sup>40</sup>	259,4	263,7	263,7	263,7	263,7	263,7	263,7	263,7	263,7	263,7	263,7	263,7	157,0
11 <sup>40</sup>	262,7	262,7	14 <sup>40</sup>	257,1	262,4	262,4	263,4	263,4	263,4	263,4	263,4	263,4	263,4	263,4	263,4	157,8
12 <sup>40</sup>	262,0	262,0			261,4	261,4	262,2	262,2	262,2	262,2	262,2	262,2	262,2	262,2	262,2	158,2
13 <sup>40</sup>	259,4	259,4			258,4	258,4	260,9	260,9	260,9	260,9	260,9	260,9	260,9	261,4	261,4	
14 <sup>00</sup>	258,4				256,8	256,8	257,8	257,8	257,8	257,8	257,8	257,8	257,8	258,4	258,4	
							257,1	257,1	257,1	257,1	257,1	257,1	257,1	257,3	257,3	

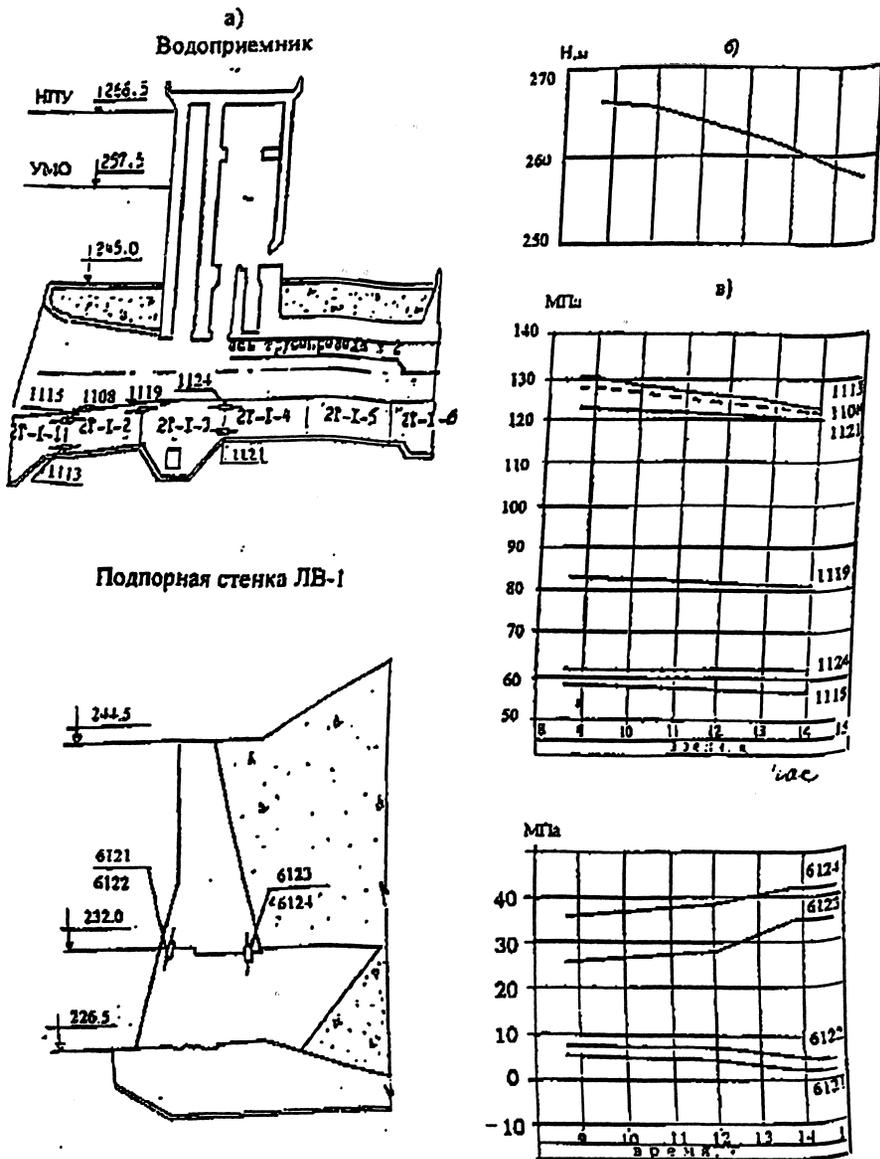


Рис.1. Изменение напряжений в арматуре фундаментной плиты водоприемника и подпорной стенки ЛВ-1 при эксплуатационной сработке верхнего бассейна.

а). Схемы размещения преобразователей

б). Изменение уровня воды при сработке верхнего бассейна.

в). Изменение напряжений в арматуре по показаниям ПСАС (преобразователя силы арматурного струнного) при сработке верхнего бассейна

1008...1124, 6121...6124 — номера ПСАС.

изменениях напряжений в арматуре коэффициент асимметрии цикла  $P_s$  составляет от 0,93 до 0,96, т.е. близок к единице.

Для выявления влияния эксплуатационной сработки верхнего бассейна на 9,5 м (с отм. 266,5 м до отм. 257,0 м) на напряженное состояние секций напорного трубопровода в течение  $\approx 6$  часов было выполнено восемь замеров по дистанционной КИА. Проведены увязанные со сработкой верхнего бассейна измерения усилий (напряжений) в арматуре, температуры бетона, горизонтальных и вертикальных перемещений секций относительно свайных опор.

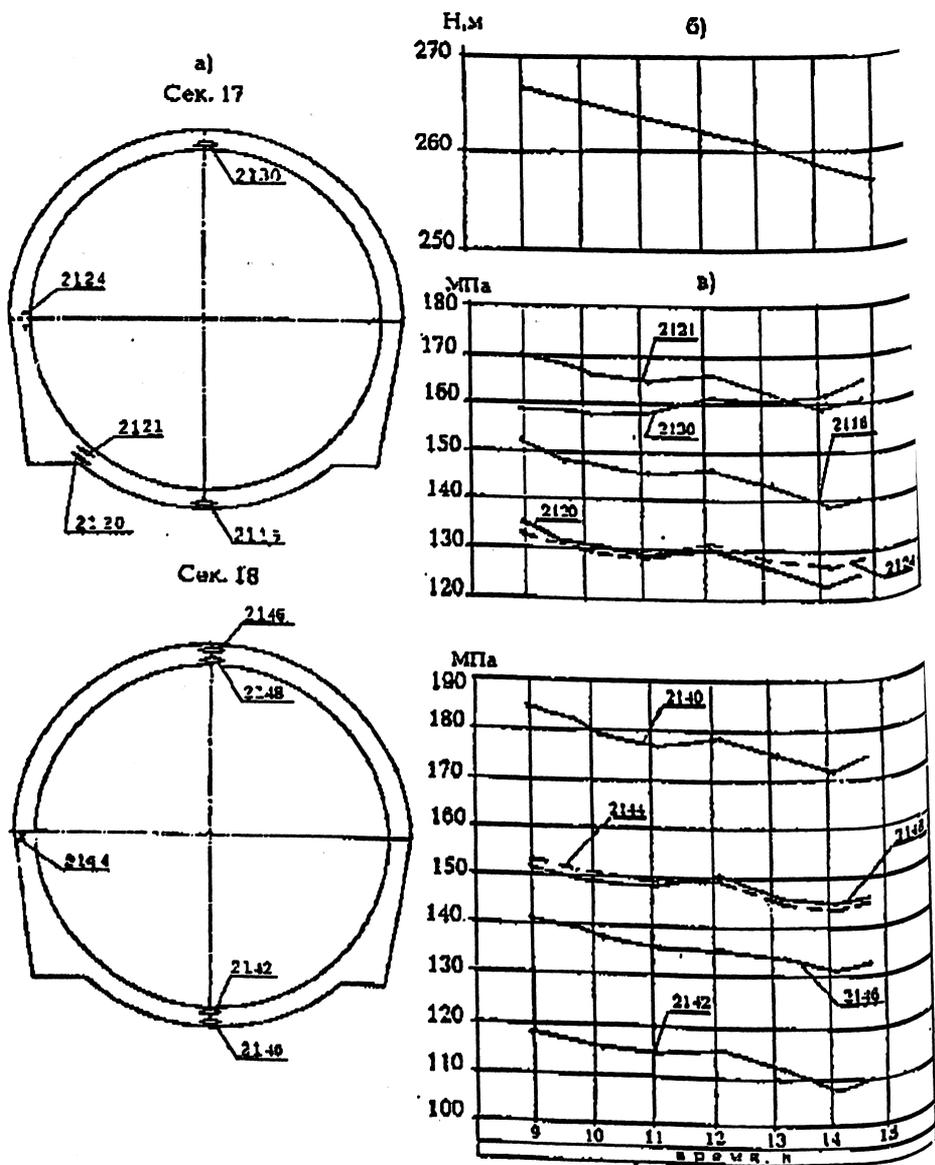
Наибольшее влияние сработка верхнего бассейна на указанную выше величину оказывает на напряжения кольцевой арматуры сталежелезобетонной оболочки трубопровода и наклонной арматуры в компенсаторных секциях за счет изменения в трубопроводе гидростатического давления. При сработке верхнего бассейна на 9,5 м снижение растягивающих напряжений в рабочей арматуре компенсаторной секции КС-18 не превышали 5 МПа, а наиболее нагруженной секции трубопровода — 12 МПа (рис. 2) при уровне напряжений 185 МПа. На цветной вкладке приведены напряжения в арматуре при наполненном и опорожненном трубопроводе.

При сработке верхнего бассейна уровень воды в нижнем бассейне увеличивается на 4 м (с отм. 154,2 м до отм. 158,2 м). При повышении уровня воды в нижнем бассейне на 4,0 м при сработке верхнего бассейна изменение напряжений в арматуре фундаментной плиты здания ГАЭС незначительно. Наибольшее изменение напряжений в арматуре фундаментной плиты наблюдается со стороны нижнего бассейна. При уровне растягивающих напряжений в арматуре порядка 124 МПа изменение их при повышении уровня воды в нижнем бассейне не превышали 5 МПа.

Следует учесть, что при ежедневных сработках верхнего бассейна рабочая арматура железобетонных элементов испытывает многократно изменяющиеся нагрузки. Известно, что длительная прочность арматуры зависит не только от абсолютного значения изменения напряжений при многократно повторяющихся нагрузках, от асимметрии цикла, но и от класса арматуры, ее диаметра и типа сварных стыков арматуры. В соответствии с [1, 2] расчетное сопротивление растянутой стержневой арматуры, работающей на многократно повторяющиеся нагрузки, при расчете на выносливость определяется по формуле:

$$R_s = \gamma_{st} \cdot R_s \quad , \quad (1)$$

где  $R_s$  - расчетное сопротивление арматуры;  $\gamma_{st}$  - коэффициент



**Рис.2.** Изменение напряжений в арматуре секций трубопровода №2 при эксплуатационной сработке верхнего бассейна.  
 а). Схемы размещения преобразователей.  
 б). Изменение уровня воды при сработке верхнего бассейна.  
 в). Изменение напряжений в арматуре по показаниям ПСАС при сработке верхнего бассейна.  
 2116...2148 — номера ПСАС.

условий работы, который определяется для арматуры класса АІ, АІІ и АІІІ по формуле:

$$\gamma_{sl} = \frac{1,8 \cdot \eta_0 \cdot \eta_r \cdot \eta_c}{1 - P_s \left(1 - \frac{\eta_0 \cdot \eta_r \cdot \eta_c}{1,8}\right)} \quad (2),$$

где  $\eta_0$  — коэффициент, учитывающий класс арматуры и принятый в расчетах равным 0,28 для арматуры класса АІІІ;

$\eta_r$  — коэффициент, учитывающий диаметр арматуры и принятый равным 0,85 для арматуры диаметром 40 мм;

$\eta_c$  — коэффициент, учитывающий тип сварного стыка и принятый равным 0,8 для стыков, выполненных ваннным способом;

$P_s$  — коэффициент асимметрии цикла, равный  $P_s = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$ ,

где  $\sigma_{min}$  и  $\sigma_{max}$  — соответственно наименьшее и наибольшее значения измеренных напряжений в растянутой арматуре. Коэффициент асимметрии цикла по результатам измерений растягивающих усилий (напряжений) для арматуры фундаментной плиты водоприемника оказался равным 0,96, для арматуры подпорных стенок первого яруса — 0,83, для арматуры секций напорного трубопровода — 0,94 и для растянутой арматуры фундаментной плиты здания ГАЭС — 0,98. Коэффициент условий работы растянутой арматуры, вычисленный по зависимости (2), составил для арматуры:

фундаментной плиты водоприемника — 2,4;

подпорных стенок первого яруса — 1,3;

наиболее напряженных секций трубопровода — 2,1;

фундаментной плиты здания ГАЭС — 2,7.

Как видно, коэффициент условий работы растянутой арматуры во всех наиболее нагруженных зонах конструктивных элементов водоприемника, подпорных стен первого яруса, трубопроводов, фундаментной плиты здания ГАЭС при эксплуатационных сработках верхнего бассейна больше единицы.

Таким образом, длительная прочность арматуры конструктивных элементов основных сооружений ГАЭС при многократно повторяющихся и изменяющихся во времени нагрузках в рассмотренных условиях их работы обеспечена в соответствии с требованиями нормативных документов.

### Выводы

1. Результаты натуральных наблюдений, увязанных с эксплуатационной сработкой верхнего бассейна, показали, что снижение растягивающих напряжений в рабочей арматуре от изменения

гидростатической нагрузки в наиболее нагруженных зонах конструктивных элементов гидросооружений ГАЭС составляет не более 12МПа.

2. При асимметрии циклов напряжений в пределах 0,83 - 0,98, полученных при достаточно медленных изменениях гидростатической нагрузки, длительная прочность рабочей арматуры, в соответствии с требованиями нормативных документов, для изученных конструктивных элементов ГАЭС обеспечена.

3. Многократно повторяющиеся изменения напряжений в арматуре в указанных выше пределах, особенно в элементах сталежелезобетонных водоводов, приводят к изменению ширины раскрытия трещин, что оказывает неблагоприятное воздействие на долговечность бетона при переменном замораживании и оттаивании атмосферных осадков в трещинах.

4. Во избежание разрушения бетона секций сталежелезобетонных водоводов, работающих с трещинами, рекомендуется выполнить защитное покрытие секций трубопроводов по проекту.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.06.08-87. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. М.: ЦИТП Госстроя СССР. 1988.
2. Кириллов А.П. Расчетные величины усталостной прочности арматуры периодического профиля класса АIII. //Энергетическое строительство. 1986. №4.

### МЕТОДИКА ОЦЕНКИ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ СКАЛЬНОГО МАССИВА, ОКРУЖАЮЩЕГО ПОДЗЕМНУЮ ВЫРАБОТКУ, НА МОДЕЛЯХ ИЗ ЭКВИВАЛЕНТНЫХ МАТЕРИАЛОВ

*Семенов И.В., кандидат техн. наук, Горбов В.А., инженер  
(АО НИИЭС), Хачатурьян Н.С. кандидат техн. наук  
(АО «Институт Гидропроект»)*

Скальные массивы, вмещающие подземные сооружения, характеризуются в большинстве случаев сложным инженерно-геологическим строением: наличием нескольких блокообразующих систем трещин, тектонических разломов, крупных одиночных трещин. Устойчивость и прочность подземных камерных выработок в значительной степени определяется влиянием нарушений сплошности на прочностные и деформационные характеристики скального массива. Исследование переме

щений скального массива в области стен и свода подземной выработки при её поэтапной проходке проводится, в частности, на геомеханических моделях из эквивалентных материалов.

Методика экспериментальных исследований подземных сооружений на моделях из эквивалентных материалов приведена в работе [1]. Измерение перемещений в области, примыкающей к контуру выработки, позволяет по предлагаемой методике определить величину зон разуплотнения скального массива вокруг ее контура, величину смещения стен выработки, а также исследовать относительные перемещения крыльев разлома и возникновение сдвигоопасных зон. Исследование величины конечных смещений по границам тектонических разломов и крупных трещин позволяет также обосновать выбор математических моделей при оценке напряженно-деформированного состояния подземного сооружения расчетными методами.

Традиционное использование для измерения перемещений на моделях из эквивалентных материалов индикаторов часового типа имеет существенные недостатки: ограниченность числа измерительных точек, армирование низко модульного материала модели закладными элементами для опирания ножек индикаторов, сложность закрепления большого числа индикаторов на испытательном стенде, трудоемкость визуального снятия и обработки показаний индикаторов. Этим недостаткам лишена методика бесконтактной регистрации перемещений исследуемых точек на геомеханической модели сканированием исследуемой области с помощью видеоголовки с последующей автоматической обработкой информации по специальной программе на персональном компьютере.\*)

Данная методика измерения перемещений была применена для исследования устойчивости нескольких подземных выработок большого сечения, расположенных на глубине 250 метров от поверхности в гранитном массиве, рассеченном крупными трещинами, при их углублении и реконструкции.

Перед проведением испытаний на поверхности модели в характерных точках наклеиваются марки, количество которых выбирается таким образом, чтобы получить детальную картину перемещений в исследуемой области. Наибольшее количество марок, предусмотренное программой обработки измерений, может достигать 80.

Для закрепления осей неподвижной системы координат, кото-

\*) Программа обработки результатов измерений разработана инженером С.Н. Ивановым.

рые используются вычислительной программой при обработке результатов измерения перемещений, по углам исследуемой области на специальных балочках, жестко соединенных со стендом, устанавливаются четыре неподвижные опорные марки диаметром 40 мм. Модель скального массива, установленную в испытательном стенде [2], загружают вертикальной и горизонтальной нагрузками, воспроизводящими с учетом критериев моделирования напряженно-деформированное состояние исследуемого скального массива в натуральных условиях. Затем с помощью видеоголовки производится сканирование марок в исследуемой области и автоматическое вычисление начальных координат центров исследуемого поля точек.

При последующей отработке модели, на каждом этапе, выполняется сканирование и вычисление — по специальной программе — вертикальной и горизонтальной составляющих перемещений центров исследуемых точек и построение векторов перемещений.

Модель из эквивалентных материалов исследуемых выработок с крупными трещинами и метками для измерения перемещений приведена на рисунке на цветной вкладке.

Отработка подземных выработок на модели осуществлялась в следующей последовательности:

отработка небольшой выработки I с креплением стен и свода;

разработка подсводового пространства камерной выработки II с установкой свода;

разработка ядра камеры II заданной формы с установкой элементов крепления стен, препятствующих их смещению внутрь выработки. В такой же последовательности была выполнена разработка камерных выработок III; IV; V. Перед началом разработки камерных выработок и после каждого этапа проходки производилось измерение по вышеописанной методике величин перемещений скального массива.

После завершения разработки всех выработок в камерах II и III было проведено последовательное их углубление на 12 метров в пересчете на натуру.

Вертикальные и горизонтальные перемещения исследуемых точек, соответствующие завершающему этапу разработки выработок, приведены в таблице.

Результаты эксперимента на модели из эквивалентных материалов показали, что значительных деформаций скального массива в процессе разработки камерных выработок не произошло, за исключением смещения массива по трещине, близко расположен-

*Таблица*

*Результаты измерения перемещений на модели скального массива  
с пятью подземными выработками*

№, № очек	Горизонталь- ные координаты центров меток, мм	Вертикальные координаты центров меток, мм	Горизонтальные перемещения по оси X, мм	Вертикальные перемещения по оси У, мм
1	90,7	120	-0,1	-0,2
2	179,2	120	0	-0,4
3	281,0	119	0	-0,5
4	397,0	119	-0,3	-0,4
5	477,4	119	-0,2	-0,3
6	552,9	119	0,1	-0,6
7	648,5	120	0,4	-0,4
8	775,8	118	0,1	-0,5
9	843,0	120	0,5	-0,5
10	924,4	121	-0,1	-0,3
11	1034,0	119	0	-0,3
12	1133,0	119	0,2	-0,1
13	1203,0	120	0,2	-0,1
14	90,0	205	-0,1	0,1
15	172,9	206	0	0,3
16	281,3	206	0	-0,2
17	394,5	208	-0,1	-0,2
18	473,2	209	0,1	-0,2
19	549,4	209	0,1	-0,2
20	659,3	210	0,1	-0,2
21	773,2	211	0,2	-0,2
22	845,3	212	-0,1	-0,2
23	921,6	212	0,1	-0,5
24	1026,0	211	0,2	-0,3
25	1135,0	215	0,3	-0,3
26	1203,0	216	0,1	-0,5
27	87,3	289	-0,2	0
28	167,7	290	-0,2	0,3
29	395,0	297	0,3	0
30	474,2	297	0	-0,3
31	548,5	294	0,3	-0,2
32	785,6	294	-0,6	-0,4
33	844,7	295	0,4	-0,2
34	920,1	296	-0,2	0,1

Продолжение таблицы

№№ точек	Горизонтальные координаты центров меток, мм	Вертикальные координаты центров меток, мм	Горизонтальные перемещения по осм X, мм	Вертикальные перемещения по оси У, мм
35	1135,0	315	0,8	-1,3
36	1203,0	314	0	-0,1
37	87,5	273	0,2	0,2
38	171,1	375	-0,1	0,1
39	388,7	377	0	0,3
40	476,3	378	-0,2	0
41	552,1	379	0,2	-0,3
42	766,4	380	0,3	0
43	844,6	381	0,4	0
44	927,4	381	0,1	0,3
45	1139,0	377	0,3	0,3
46	1198,0	385	0,7	-0,2
47	86,1	446	-0,1	0,2
48	169,4	447	-0,3	-0,1
49	388,5	449	0,3	0,2
50	476,8	451	-0,3	0,3
51	552,9	451	-0,4	-0,1
52	766,5	453	0,3	0,1
53	845,8	453	0,3	0,1
54	929,0	453	-0,1	-0,1
55	1133,0	453	0,5	-0,3
56	1197,0	451	0	0,4
57	389,9	527	-0,2	0,1
58	478,4	530	-0,1	0,6
59	556,4	530	-0,1	0,3
60	757,7	531	0,3	-0,1
61	842,1	531	0,6	0,8
62	935,0	528	-0,2	-0,1
63	1128,0	525	-0,2	0,2
64	1190,0	525	0,6	0,3

ной к контуру выработки II при разработке ее ядра и углублении лотковой части. При этом в сводовой части камерной выработки II отмечено образование трещин.

Разработанная методика измерения перемещений скально-го массива, вмещающего подземные выработки, с помощью

видеокамеры обладает следующими преимуществами:  
возможностью бесконтактной регистрации вертикальных и горизонтальных перемещений центров большого количества точек на модели в исследуемой области;

обработкой результатов измерений с помощью компьютера и представлением величин перемещений в табличной и векторной форме;

возможностью измерения относительных перемещений стенок крупных трещин в процессе испытания модели подземных выработок.

Использование данной методики для оценки перемещений скального массива на модели из эквивалентных материалов при исследовании камерных выработок позволяет сделать вывод о надежности принятых проектных конструктивных решений.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Капцан А.Д., Горбов В.А., Хачатурьян Н.С. Исследование сейсмостойкости подземного машзала на физических моделях. //Сб. научных трудов Гидропроекта. М.: 1993. Вып.154.
2. Патент № 1612030 СССР, МКИ Е 028 1/02. Стенд для испытания модели подземного сооружения (А.Р. Макаров, В.А. Горбов, А.Д. Капцан). Зарегистрирован в Государственном реестре изобретений СССР 15.05.1992.

### КОМПЬЮТЕРНАЯ СИСТЕМА ДИАГНОСТИЧЕСКОГО КОНТРОЛЯ СОСТОЯНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ТЕПЛОВЫХ ЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ (ТЭС)

*Бердичевский Г.Ю., Деткова М.И., Олимпиев Д.Н.,  
Щербина В.И., кандидаты техн. наук, Поляк Л.Е.,  
Халюзов В.С., инженеры (АО НИИЭС)*

Особенностью тепловых электростанций является наличие большого количества зданий и сооружений с соответствующим объемом разнообразных строительных конструкций, обеспечивающих режим основного производства.

Надзор за безопасностью сооружений и конструкций ТЭС осуществляется путем проведения систематических визуальных обследований (весенних, осенних или других), реже выполняются геодезические и еще реже инструментальные обследования. Эти обследования выполняются, как правило, инженерами-смотрителями ТЭС, специально созданными комиссиями или специа-

лизированными организациями. Результатами этих обследований являются заключения или отчеты, представленные на бумажных носителях, проанализировать которые за многие годы эксплуатации станций не представляется возможным.

При такой схеме проведения обследований трудно диагностировать поведение сооружений и конструкций и давать какие-либо рекомендации по ремонту или реконструкции.

Все выше перечисленные недостатки исключаются при внедрении на ТЭС компьютерной информационно-диагностической системы.

Эта система позволяет:

создать электронную базу данных состояния всех обследованных сооружений и их элементов за весь период эксплуатации;

при комиссионных обследованиях придерживаться четкого регламента и последовательности действий;

автоматически сравнивать заранее заложенные в систему предельно допустимые показатели (ПДП) состояния сооружений с введенными результатами обследований с выдачей диагноза их состояния;

в любой момент получать информацию о состоянии того или иного объекта или элемента в табличной, графической или иной форме.

Современный уровень компьютерных технологий позволяет сделать систему максимально удобной для инженеров, эксплуатирующих конкретный объект, и при этом позволяет перенастраиваться на другой объект.

Разработанная в АО НИИЭС компьютерная система предназначена для сбора, хранения, обработки, удобного и простого доступа ко всей информации, в том числе графической, получаемой при сезонных осмотрах, периодических освидетельствованиях и специальных обследованиях. Система позволяет контролировать динамику развития дефектов и повреждений конструкций и эффективность их восстановления при проведении работ с применением соответствующих материалов и технологий.

Компьютерная система информационного обеспечения безопасности конструкций ТЭС (ОБК ТЭС) получила официальную регистрацию в Реестре программ для ЭВМ (№ 990812 от 15 ноября 1999 г.).

В состав базы данных (БД) включены:  
проектные данные по объекту;

результаты инструментальных и визуальных наблюдений за состоянием строительных конструкций;

результаты проведения ремонтно-восстановительных работ;

средства ввода-вывода данных;

справочный раздел.

Компьютерная система функционально обеспечивает:

ввод данных о результатах наблюдений за конструкциями и о проведенных ремонтно-восстановительных работах;

организацию пользовательских запросов об информации состояния конструкций, хранящейся в БД;

предоставление пользователю средств для составления документации по состоянию конструкций.

Пользователями разработанной базы данных могут быть:

дирекция станции;

производственно-технический отдел;

планово-экономический отдел;

отдел подготовки и проведения ремонтов;

отдел капитального строительства;

ремонтно-строительный цех,

а также привлекаемые субподрядные и другие организации по представлению дирекции (Заказчика).

*Общие сведения о системе ОБК ТЭС*

По содержанию БД состоит из следующих разделов.

1. Элементы контроля.

Сооружения, конструкции и их элементы, подлежащие контролю и оценке состояния.

2. Параметры контроля.

Численные характеристики контролируемых элементов и выявляемых дефектов, полученные инструментальными методами.

3. Методы (инструментального) контроля.

Приборы, используемые при инструментальном контроле, их характеристики и методика обработки измерений.

4. Результаты контроля.

Дефекты, обнаруженные при визуальных осмотрах, их описание и предполагаемые причины возникновения, численные значения параметров контроля (по элементам контроля), полученные при обследованиях.

5. Графическое и документальное отображения результатов контроля.

Схемы, зарисовки выявленных дефектов, графические заготовки для поиска и демонстрации результатов контроля, бланки

для отчетных документов. Состав и тексты отчетных документов.

#### 6. Критерии.

Проектные (критериальные) значения параметров контроля и формализованные правила для оценки состояния конструкций.

#### 7. Справки.

Справочные материалы о конструкциях и сооружениях, в том числе основные чертежи и схемы для поиска элементов контроля, а также глоссарии для элементов и параметров контроля.

*Функциональные блоки программной оболочки.*

Система ориентирована на 2 вида обследований: визуальные и инструментальные.

В свою очередь эти обследования могут подразделяться на весенние, осенние, водолазные, специальные и т.п.

На рисунке приведена принципиальная блок-схема компьютерной системы ОБК ТЭС.

Как видно, функционально программная оболочка состоит из 3-х блоков:

ввод данных обследования;

просмотр и анализ результатов обследования;

подготовка и редактирование отчетных материалов.

Блок ввода предназначен для систематизации структуры вводимых данных и унификации терминов и обозначений, используемых при работе с информацией. Посредством меню ввода пользователь обращается к соответствующим вводным формам, вводит (записывает) в них соответствующую информацию, которая после необходимой первичной обработки поступает в базу данных и в дальнейшем может быть использована для оценки состояния конструкций и подготовки отчетных документов по результатам обследования.

Программа осуществляет:

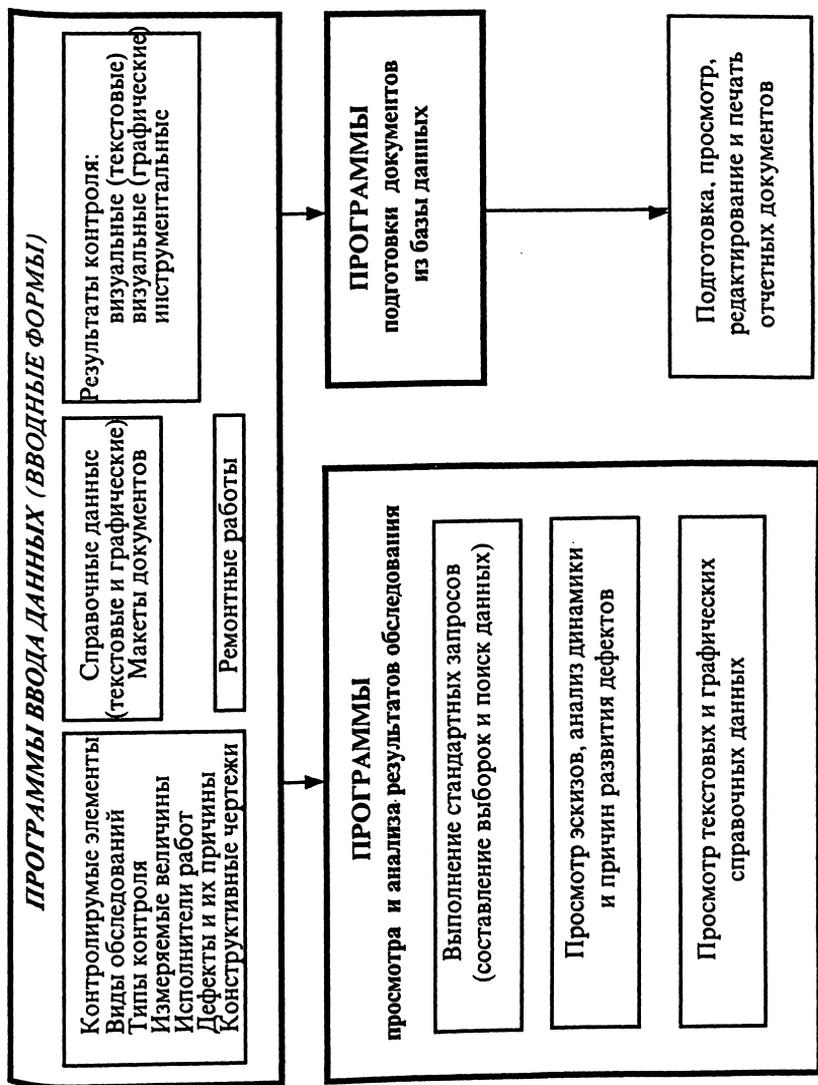
контроль правильности вводимых элементов обследования;

возможность ввода элементов, параметров, методов и приборного обеспечения контроля из ссылочных или справочных таблиц и сторонних материалов;

импорт и редактирование графических файлов, содержащих данные обследований;

в процессе ввода информирование пользователя о содержании справочных таблиц, гарантирующих унификацию имен и терминов.

Блок просмотра и анализа результатов обследования организу-



Принципиальная блок-схема системы

ет работу пользователя с информацией, накопленной в базе данных: поиск информации по задаваемым признакам (определение мест нахождения дефектов, типы дефектов, даты обследования и т.д.).

Блок подготовки и редактирования организует подготовку пользователем отчетных материалов по результатам обследования:

-заполнение стандартных (в том числе нормированных) бланков актов и других отчетных документов из базы данных;

-подготовка текстовых и графических материалов обследования и их экспорт в графические редакторы для составления отчетов.

Компьютерная система проста в использовании и позволяет автоматизировать все виды работ, связанных с оценкой надежности строительных конструкций тепловых электростанций.

Эксплуатация данной программы повышает достоверность, эффективность и объективность принятия решений управленческим персоналом.

К настоящему моменту разработанная компьютерная система по диагностическому контролю состояния строительных конструкций ТЭС внедрена на Костромской ГРЭС.

## **ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ НЕГОРЮЧЕЙ ТЕПЛОИЗОЛЯЦИИ КОНСИЛ НА КРОВЛЕ МАШЗАЛА КУРСКОЙ АЭС**

*Затворницкая Т. А., Рубин О. Д., Ильин Ю.А., Талденкова Е.Н.  
кандидаты техн. наук, Кузьмин В.Н., инженер (АО НИИЭС),  
Букреев Н. А., инженер (КАЭС)*

Одним из недостатков эксплуатирующихся в настоящее время кровель электростанций является их низкая пожаростойкость. Анализ пожаров на объектах, построенных с применением для кровельных покрытий легких металлических конструкций, рубероидного ковра и полимерных теплоизоляционных материалов (завод двигателей КАМАЗ, Сырдарьинская ГРЭС 1981 и 1990 г., Экибастузская ГРЭС 1984 и 1990 г., Азербайджанская ГРЭС, Черниговская ТЭЦ и др.), показал низкую устойчивость таких покрытий в случае пожара.

Причинами развития пожаров, как правило, являлись: плавление, испарение и воспламенение пенопласта и мастик при огневом воздействии;

растекание горючего газа непосредственно под покрытием; отсутствие несгораемых противопожарных поясов и стяжек или их недостаточный шаг.

В целях совершенствования противопожарной защиты, предотвращения пожаров с тяжелыми последствиями на энергетических объектах РАО «ЕЭС России» были разработаны рекомендации, сориентированные на применение негорючих и трудносгораемых материалов и технологий работ без применения открытого огня.

Существующие виды теплоизоляций, такие как пенополистирол, фенольный пенопласт, минеральная вата и другие, характеризуются низкой пожаростойкостью, повышенными слеживаемостью и влагоемкостью, низкой атмосферо- и морозостойкостью.

Другие, главным образом зарубежные материалы, имеют высокую стоимость (от 200 \$ за м<sup>3</sup>).

В АО НИИЭС разработан и запатентован новый негорючий самовспенивающийся материал Консил (см. рисунок на цветной вкладке), получаемый из отечественного сырья, который прошел всесторонние исследования, получил пожарный и экологический сертификаты, прошел внедрение при теплоизоляции жилого фонда г. Набережные Челны.

Однако, для широкого внедрения Консила в кровлях необходима отработка технологии изготовления плит и сухих смесей и проведение опытных работ на объектах.

Так, по договору с дирекцией Курской АЭС было принято решение выполнить опытный участок ремонтируемой кровли мащзала 1-й очереди с заменой существующей теплоизоляции на Консил.

В случае применения варианта кровли расчетная постоянная нагрузка на профнастил снижается в 3 раза.

Коэффициент теплопроводности и объемная масса теплоизоляции определяются теплофизическим расчетом по СНиП П-3-79. На основании этих расчетов при расчетной температуре внутреннего воздуха +18°С и минимальной температуре наружного воздуха -40°С (для средней полосы нашей страны) принимается коэффициент теплопроводности 0,07 0,09 Вт/м.град. при толщине теплоизоляции 50 мм.

В соответствии с проведенными исследованиями величина расчетной объемной массы принята в пределах 200 250 кг/м<sup>3</sup>.

Таким образом, основные требования к физико-механичес-

ким свойствам, предъявляемые к теплоизоляции Консил должны составлять:

предел прочности при сжатии не менее 10 кгс/см<sup>2</sup>, на изгиб не менее 5 кгс/см<sup>2</sup>;

объемная масса не более 200÷250 кг/м<sup>3</sup>;

коэффициент теплопроводности не более 0,07 Вт/м. град;

влагостойкость;

экологическая чистота;

пожаробезопасность, негорючесть.

В АО НИИЭС были изготовлены 25 плит из Консила размером 0,67х0,67х0,05 м.

Формование плит осуществлялось в вертикальном положении в деревянной опалубке на поддоне с откидными бортами (кассета). Борта и днище покрывались смазкой и выкладывались бумагой.

Процесс изготовления плиты состоял из следующих операций: весовое дозирование и механическое перемешивание исходных компонентов в количестве, соответствующем ~ 0,2 объема плиты.

От момента заливки до начала вспучивания проходило 15–20 мин. (инкубационный период); до завершения вспучивания и отверждения — еще 10 минут. Распалубку производили практически сразу после отверждения и охлаждения изделий.

Опытный участок был выбран на кровле машзала 1-й очереди. Были проведены подготовительные работы по разборке существующего кровельного покрытия и очистке профнастила.

В соответствии с конструкцией кровли на КАЭС непосредственно на профнастил была наклеена пароизоляция «изолен» (хлорсульфополиэтилен) с помощью клея «неоплен».

Для омоноличивания плит на месте в АО НИИЭС были изготовлены сухая смесь и жидкий компонент Консила.

Работы выполнялись представителями института совместно с ЦРП КАЭС.

Плиты раскладывались вплотную или с зазором от 1 до 5 см и приклеивались на пароизоляцию «изолен» с предварительной грунтовкой. Затворенной вручную на месте смесью были залиты контакты и зазоры на высоту 1/4 от толщины плит. Производство работ усложнилось дождливой погодой, что весьма нежелательно как для приклейки, так и для омоноличивания теплоизоляции. Однако, несмотря на это, было получено хорошее качество приклейки.

После срезки излишков на еще влажную поверхность была нанесена мастика (клей «неоплен» + цемент) и наклеен 1 слой пароизоляции «изолен» вместо предусмотренной дублированной гидроизоляции «изолен».

Спустя 28 суток, в течение которых опытный участок подвергался разнообразным воздействиям (дождь, отрицательные температуры, прохождение людей с грузом), была зафиксирована его сохранность и целостность.

В результате проведенных исследований и выполнения опытного участка кровли машзала Курской АЭС установлено:

1. Предложенная технология с применением Консила показала ее простоту и эффективность в производстве работ на слабонаклонной кровле, в том числе с применением сухих смесей для омоноличивания плит и кусков, что практически исключает браковку возможных обломков и отходы.

2. Для приклейки теплоизоляционных плит Консил пригодны различные кровельные клеи, предпочтение следует отдать мастикам на их основе.

3. Необходимо особо отметить преимущество опробованной технологии с применением теплоизоляции Консил при проведении локальных ремонтов разрушенных кровель.

4. По прошествии 2,5 лет состояние выполненного участка соответствует требованиям по эксплуатации кровли.

## **УТИЛИЗАЦИЯ ЗОЛОШЛАКОВЫХ ОТХОДОВ ТЕПЛОВЫХ ЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ ДЛЯ ПРОИЗВОДСТВА СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ**

*Седых Ю.Р., кандидат техн. наук (АО НИИЭС)*

Количество золошлаковых отходов ТЭС с каждым годом увеличивается и составляет в настоящее время более 100 млн. т/год, что требует незамедлительного решения по их использованию.

Одним из путей использования золошлаков является их утилизация при производстве строительных материалов, бетонной смеси и строительных растворов.

Большое разнообразие углей и устройств по их сжиганию заставляет в каждом отдельном случае искать конкретное техническое решение по использованию их с наибольшим эффектом, однако благодаря многолетней работе различных научных организаций намечились и апробированы решения, некоторые из которых рассматриваются ниже.

В районах, бедных каменными материалами, как например Центр европейской части России, гранулированные топливные шлаки впол-

не могут заменить крупный заполнитель для бетона и, особенно, для тонкостенных конструкций. Для районов, где каменные материалы имеются, гранулированные топливные шлаки могут играть роль мелкой фракции в общей смеси щебня или гравия.

Гранулированные топливные шлаки являются продуктом жидкого шлакоудаления из топок. Жидкие шлаки образуются при температуре более 1300°C и в результате быстрого охлаждения в воде разбиваются на кусочки темного оптически изотропного алюмосиликатного стекла. После гидротранспорта по трубам на отвал гранулометрический состав таких шлаков колеблется от частиц размером от 1 мм до 20 мм с преобладанием частиц 3-10 мм. Шлаки — в отличие от зол — не содержат органических материалов и остатков несгоревшего топлива.

Кроме гранулометрии и прочностных характеристик при определении пригодности шлаков в качестве заполнителя для бетона необходимо определить их долговечность по отношению к силикатному и железистому распадам. Весьма важным является определение способности к реагированию со щелочами, содержащимися в портландцементях.

Проведенные в АО НИИЭС такие испытания показали, что шлаки, полученные от сжигания Карагандинских (Черепетская ГРЭС) и Донецких (Старобешевская ГРЭС) углей, опасности по вышеуказанным характеристикам не представляют.

Ввиду того, что зерна гранулированных топливных шлаков имеют гладкую стекловидную поверхность, высказывались опасения, что их сцепление с цементным камнем будет недостаточным и снизит прочностные показатели бетона. Однако при проведении сравнительных испытаний бетона со шлаковым и гранитным заполнителями на прочность при растяжении методом раскалывания были получены одинаковые результаты, что позволило считать сцепление частиц шлака с цементным камнем эквивалентным сцеплению с традиционным заполнителем. Объяснение этому факту следует искать в большей поверхности более мелких частиц шлака при одинаковом фракционном составе заполнителей 5-20 мм.

Проведенные испытания железобетонных и преднапряженных конструкций с заполнителем из гранулированных топливных шлаков на Черепетском заводе ЖБК показали, что как по прочностным, так и по деформативным характеристикам при кратковременном и длительном нагружениях они со значительным запасом удовлетворяют проектным требованиям.

В течение многих лет Черепетский завод выпускает конструкции с маркой бетона 300 и менее, используя в бетонной смеси только шлаковый заполнитель без перерасхода цемента. Применение шлака существенно позволило снизить себестоимость кубометра сборного железобетона. Кроме того, за первые четыре года использования шлаков высвобождено 2500 вагонов, ранее занятых на перевозке привозных заполнителей. Благодаря лучшей удобоукладываемости бетонной смеси на шлаковом заполнителе практически исключен брак изделий при снижении трудоемкости их изготовления.

Пример Черепетского завода не нашел поддержки на других предприятиях, так как практически все ТЭС не выдают шлаки в отдельный отвал, хотя складирование шлака без золы не требует каких-либо дополнительных мероприятий. В ряде случаев это мотивируют малым содержанием шлака в отходах (не более 10-15% от общей величины золошлаков). Учитывая особую ценность шлаков и то, что даже при 10%-м выходе их по стране выпускается 9 млн. тонн или 6 млн. м<sup>3</sup> в год, следует признать, что тепловые электростанции могли бы обеспечить промышленность сборного железобетона Минэнерго России и дать для гидротехников прекрасный материал для фильтров. Мелкозернистый щебень из шлака крайне необходим, чтобы обогатить естественные заполнители бетонных смесей, используемых для бетонирования монолитных конструкций, если транспорт бетонной смеси осуществляется бетононасосами. Благодаря добавке производительность бетононасосов увеличивается на 25 % из-за уменьшения частоты «пробок».

Это обстоятельство особенно актуально сейчас при переходе жилищного строительства на монолитный вариант.

Использование добавки золы уноса для замещения части цемента в бетоне, особенно на гидротехнических объектах, известно давно. Производственные эксперименты проводились на различных стройках. Причиной ограниченного внедрения были как неготовность ТЭС выдавать кондиционную золу-уноса, так и неприспособленность бетонных хозяйств строек к приему и использованию золы.

Кроме того, в нормативах по бетону (п. 2.9. СНиП П-56-77) было запрещено использование золы-уноса в бетонах с требованиями по морозостойкости, что приводило к возможности использовать золу-уноса лишь во внутренних зонах массивных сооружений.

Положительным примером широкого использования золы-уноса в бетоне гидроэлектростанций следует считать строительство Днестровской ГЭС. На этой стройке на стадии проектирования было решено использовать золу-уноса, и проектирование бетонного хозяйства предусматривало это мероприятие. К моменту начала бетонных работ была изготовлена и запущена установка по отбору и хранению сухой золы на Ладыженской ГРЭС.

Введение в состав смешанного вяжущего золы — уноса Ладыженской ГРЭС имеет следующие принципиальные особенности:

уменьшение водопотребности;

удлинение сроков схватывания;

нет воздействия на равномерность изменения объема;

снижение прочности при сжатии при введении в количестве более 20%;

увеличение прочности при изгибе при введении в количестве до 30%.

Испытания смешанного вяжущего в бетоне при одинаковом водовяжущем отношении и одинаковом составе (содержание добавок 0,2% ЛСТ отсчитывалось только от количества цемента) показали, что введение золы-уноса в количестве 25% не снижает прочностные показатели в возрасте 180 суток и позволяет повысить коэффициент использования цемента (отношение показателя прочности в данном возрасте в кг/см<sup>2</sup> к расходу цемента кг/м<sup>3</sup>) на 35%.

Особо следует остановиться на вопросе морозостойкости бетона. По проекту для бетона сооружений Днестровского гидроузла требовалась морозостойкость 100 циклов. Испытания бетонов без золы и с золой, в обоих случаях с добавкой ЛСТ в количестве 0,2% от веса цемента, показали одинаковую прочность после испытания на 200 циклов. Существенную роль при этом, на наш взгляд, сыграла добавка ЛСТ.

Благодаря проведенным исследованиям было рекомендовано и осуществлено на практике использование золы-уноса Ладыженской ГРЭС в бетоне сооружений Днестровского гидроузла, что позволило получить экономию цемента.

Одновременно с работами по гидротехническому бетону проводились исследования по применению золы-уноса в кладочных и штукатурных растворах. Было определено, что технологические характеристики растворов улучшаются, причем тем больше, чем больше в растворе золы. Данная зола рекомендована к применению в бетонах для Южно-Украинского энергокомплекса.

Благодаря окатанной форме и остеклованной поверхности частиц золы-уноса улучшается удобоукладываемость растворов, что повышает производительность растворонасосов и труда каменщиков и штукатуров.

На строительстве завода трансформаторов в г. Запорожье при сооружении буробетонных свай методом восходящего потока применение золы-уноса вместо части цемента позволило обеспечить прочность бетона 20,0 МПа в сочетании с требованием литой консистенции нерасплаивающейся бетонной смеси.

Были выполнены исследовательские работы по подбору составов обычных и гидротехнических бетонов с добавкой золы-уноса, и рекомендованы для применения на Курской, Смоленской АЭС и Кайшадорской ГАЭС золы Дрогобужской ГРЭС, для Загорской ГАЭС золы Ступинской ТЭЦ-17 и ТЭЦ-22 в Москве, для Шульбинской ГЭС золы ТЭЦ-1 в Семипалатинске. Количество золы-уноса находилось в пределах 20-30% от массы цемента. Полученные бетоны имели необходимую прочность, повышенную водонепроницаемость и марку морозостойкости до 300 циклов по ГОСТ 10060-95.

Для Катунской ГЭС был разработан состав жесткого ( $J=20-30$  с) малоцементного бетона, уплотняемого виброкатками, с содержанием цемента и золы по 60-70 кг. Данный бетон имел прочность в 365 суток 10,0-15,0 МПа, что позволяет рекомендовать его для внутренней зоны плотины.

При использовании золы-уноса в ряде случаев сталкиваются с ограничением по содержанию в золе свободного оксида кальция ( $CaO$ ) не более 10%. Значительная часть углей Востока России (Канско-Ачинский и Черемховский бассейны) не обеспечивают после сжигания содержания  $CaO_{св}$  в золе менее 10%, в результате чего эти золы браковались для использования в бетонах и строительных растворах из-за неравномерности изменения объема вяжущего после схватывания.

Проведенными в последние годы исследованиями в АО НИИЭС была доказана возможность использования зол с содержанием свободного оксида кальция до 15% в качестве бесцементного вяжущего для бетонов марок 100 - 150.

С этой целью использовалась разработанная в Киевском инженерно-строительном институте технология получения шлакощелочного вяжущего из молотых гранулированных доменных шлаков. Пользуясь тем, что на электрофильтрах ТЭС оседают тонкие частицы золы, не требующие помола для их измельчения, этот энергоёмкий процесс из технологии был исключен. С целью из-

бежания быстрого схватывания золы при её затворении с водой вводятся кормовая сахарная патока и алюминиевая пудра в количестве 0,002–3,15 и 0,0005–0,3 соответственно. В результате срок сохранения подвижности бетонной смеси удлинится от 1–2 мин до 20–30 мин — время, достаточное для транспортировки и укладки.

Последующая бурная гидратация оксидов кальция (негашеной известью) доводит температуру бетонной смеси до 70–80°C, что позволяет обойтись без термообработки изделий из бетона на золощелочном вяжущем с набором монтажной прочности через сутки.

Проведенные в производственных условиях на Назаровском заводе железобетонных конструкций (г. Назарово, Красноярского края) в октябре 1982 г. эксперименты по изготовлению фундаментных блоков из бесцементного бетона на золощелочном вяжущем показали полную возможность этого направления по использованию золошлаковых отходов в народном хозяйстве.

В экспериментах использовались две партии золы-уноса Назаровской ГРЭС, сжигающей уголь из близрасположенного Назаровского разреза. Первая партия была отобрана с электрофильтров котла ПК, вторая из ЦБУ. По тонкости частиц обе партии золы имели примерно одинаковый состав, характеризующийся остатком на сите 0,08 мм около 2%.

Заполнителями служила песчано-гравийная смесь Дороховского месторождения (пойма р. Чулым).

В качестве щелочного компонента использовалась кальцинированная сода, хотя по предварительным наметкам должен был использоваться щелочной отход объединения «Азот» (г. Кемерово). Предварительно отдозированная добавка вводилась в бетономешалку вручную. Приготовление бетонной смеси производилось в бетономешалке свободного падения ёмкостью 1200 л. Бетонную смесь весьма подвижной консистенции после укладки в форму размером 2,2 x 0,6 x 0,4 м уплотняли на вибростоле в течение 10 сек. Формы с бетоном находились в условиях цеха при температуре 18–20°C в течение 20 часов, после чего были распалублены. Таким образом, по сравнению с изделиями из бетона на портландцементе, которые проходят цикл термообработки в формах, увеличения времени их оборачиваемости не происходило.

Расход золы-уноса, содержащий 6,5%  $\text{CaO}_{\text{св}}$ , в бетоне составил 565 кг/м<sup>3</sup>, а кальцинированной соды — 17 кг/м<sup>3</sup>, расход добавки был незначителен. Объемная масса бетона была 2200 кг/м<sup>3</sup>. Прочность при сжатии в возрасте 28 суток — 8,5 МПа. Поверхность изделий каких либо изъянов не имела.

Проведенные эксперименты показали возможность получения бетонных изделий низких марок для фундаментных блоков, стеновых

панелей, блоков или камней без использования портландцемента.

В качестве вяжущего можно использовать золу-уноса тепловых электростанций с высоким содержанием  $\text{CaO}_{\text{св}}$  с незначительным расходом щелочесодержащих веществ, в качестве которых можно использовать отходы химической промышленности, получаемые на таком золощелочном вяжущем; бетонные изделия с успехом можно использовать в жилищном и сельском строительстве, поскольку они обладают прочностью при сжатии 10–15 МПа и морозостойкостью  $\text{Мрз } 75$ .

Резюмируя вышеизложенное, можно сделать следующий вывод, что применение золошлаковых отходов тепловых электростанций позволят дать существенную экономию заполнителя (щебень, песок) и цемента, а в ряде случаев полностью его заменить, улучшить свойства бетонов и растворов, повысить производительность труда.

Однако, для того чтобы зола-уноса и шлак тепловых электростанций нашли более широкое применение в промышленном и гражданском строительстве необходимо предусмотреть следующие мероприятия:

1. На всех тепловых электростанциях предусмотреть разделение золы-уноса и шлака.
2. Построить установки для сухого удаления золы на ТЭС.

### **ОПЫТ ПОДВОДНЫХ РАБОТ ПО ВОССТАНОВЛЕНИЮ РАЗРУШЕННОГО КРЕПЛЕНИЯ ОТКОСА И ДНИЩА НА ПК8 ОТВОДЯЩЕГО КАНАЛА ПЕРМСКОЙ ГРЭС**

*Затворницкая Т.А., кандидат техн. наук (АО НИИЭС), Маслюков А.М., Подчезерцев О.В., Еремина В.Н., инженеры (АО Пермская ГРЭС), Софонов В.С., инженер (АООТ «Пермский подводречстрой-13»).*

В процессе 10-летней эксплуатации открытого отводящего канала Пермской ГРЭС были обнаружены отдельные места разрушения железобетонных элементов облицовки, упорного бруса и плит крепления днища и откосов с вымывом грунта и обрушением плит. Проводившиеся с 1994 года работы по ликвидации разрушений (засыпка в каверну щебня и валунов, закачка цементно-песчаного раствора) не смогли предотвратить суффозии и прогрессирующего обрушения плит.

Для ремонта каверн было решено применить технологию подводного бетонирования, представляющую определенные трудно-

сти при укладке бетона в текущей воде в горизонтально протяженные участки. Для этих условий была принята гравитационная укладка литого неразрываемого высокопрочного бетона, разработанная в лаборатории исследования строительных материалов ОИСМ института АО НИИЭС [1].

Ремонтные работы по восстановлению разрушенного участка железобетонного крепления откоса и днища отводящего канала Пермской ГРЭС на ПК8 выполнялись в ноябре-декабре 1999 г. силами АООТ «Подводречстрой-13» (г. Пермь) по технологической схеме, предложенной АО НИИЭС [2], согласно разработанному плану производства работ, утвержденному дирекцией АО Пермской ГРЭС.

В состав работ входили следующие операции:

водолазное обследование разрушенного участка с промерами глубин;

разработка отбойными молотками части обрушенных плит откоса и днища на ширине до 1 м;

сварка на берегу арматурных каркасов ячейкой 40 – 50 см,  $d=16$  мм и установка их под воду краном КС-5579 (рис. 1) на отметке 105,4 м, крепление стержнями, с расчетной толщиной защитного слоя бетона в 30 мм;

монтаж металлических опалубочных щитов размером 600х 250 мм, снабженных отверстиями  $d=200$  мм.

Объем разрушения был определен в пределах 150 м<sup>3</sup>; средняя глубина воды составила 2,5 – 3,0 м; толщина бетонизируемого днища ~0,5 м.

При работе водолаза верхние границы разборки размечались буйками. Разработанный бетон смывался гидромониторной струей. Крупные куски грузились в корзину, поднимались на площадку или сбрасывались на дно с последующим разравниванием.

При бетонировании в отверстия опалубки опускался рукав бетоновода до постели бетонирования, а затем поднимался на 15-20 см и фиксировался с помощью лебедки, установленной на понтоне.

Все работы выполнялись с помощью водолазов с понтона (оборудованного двумя лебедками). Для уменьшения придонной скорости воды (до 1 м/сек.) со стороны течения были затоплены два других понтона.

Подводное бетонирование разрушенного участка проводилось в 2 этапа.

На 1 этапе бетонировалось днище заливкой бетона под щито-

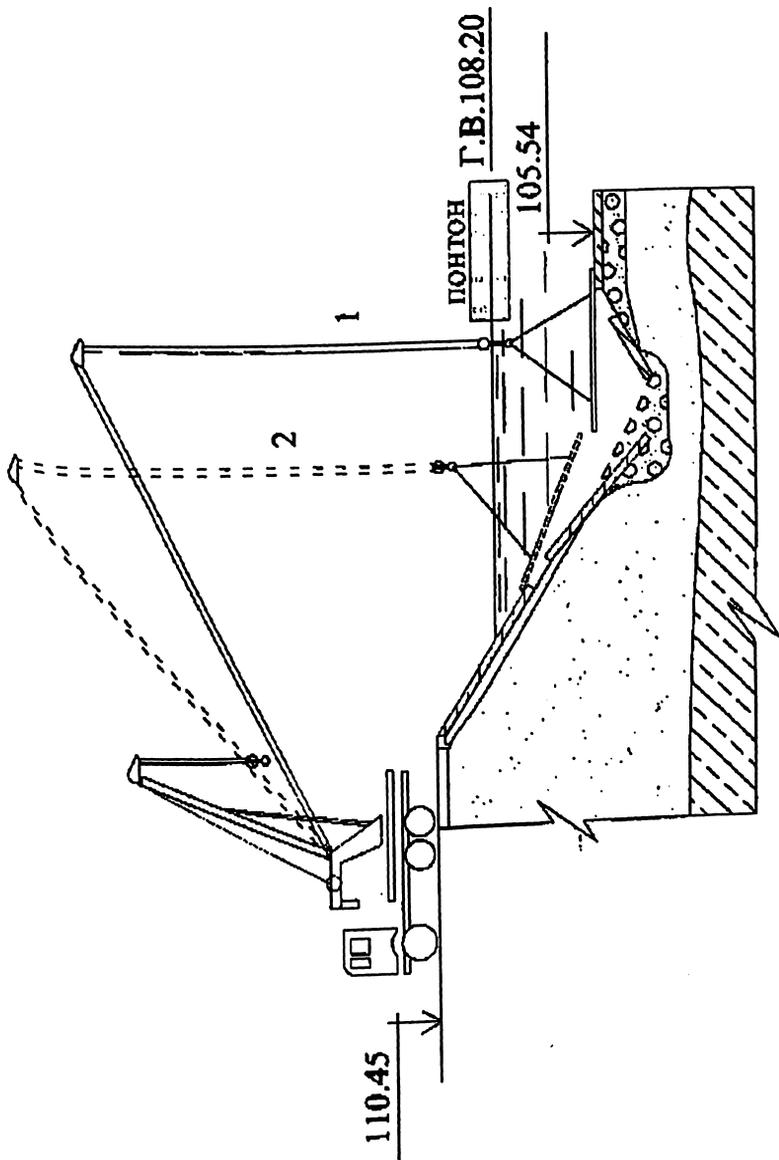


Рис.1. Положение крана при монтаже опалубки:  
 1 — днища канала (вылет стрелы 21,0 м); 2 — наклонной части канала (вылет стрелы 16,5 м).

вую опалубку. Приготовление бетонной смеси осуществлялось на бетонном заводе, транспортирование — в автобетоносмесителях, подача смеси под воду — бетононасосом типа ВN (Германия) без вибрирования. Бетонирование велось по команде водолаза и заканчивалось при появлении смеси в контрольных отверстиях опалубки.

Типовые составы неразмываемого высокопрочного самоуплотняющего бетона были разработаны в отделе исследования строительных материалов института АО НИИЭС (на специальном стенде, моделирующем подводную укладку). Разработанные составы обеспечивали проектную марку 400-600, W8, F200 в возрасте 28 суток и прочность 100-150 кгс/см<sup>2</sup> на вторые сутки твердения под водой при температуре не менее 18°С. Высокая прочность бетона, а также неразмываемость при радиусе растекания смеси 4 : 6 м достигались оптимальным составом литой смеси и введением добавки комплексного модификатора МБ 10-01 (на основе суперпластификатора С-3 и микросилики).

В бетонной лаборатории БРХ г. Добрянка представителем АО НИИЭС типовые составы литого бетона были откорректированы применительно к имевшимся в наличии цементам и заполнителям. В качестве составляющих использовались ПЦ Горнозаводского завода марки 400 Д20, гравийно-песчаная смесь из аллювиальных отложений р. Камы (со стабильным соотношением песка и гравия 60 — 40%) и щебень плотных пород Луньевского карьера.

На рис. 2 приведены кривые роста прочности во времени подобранных составов подводного литого бетона.

Учитывая, что производство бетонных работ происходило в зимних условиях при температурах воздуха -5 : -18°С при сильном ветре и метели, бетонную смесь приготавливали на подогретых материалах, а также с добавлением противоморозной добавки нитрита натрия (НН).

Неудачный опыт первых дней бетонирования в этих погодных условиях потребовал не только перехода на «холодный» литой бетон, но и переоборудования бетононасоса: бетоновод на стреле (с вылетом до 20 м под углом 45° с двумя изломами и с вертикальным концевым шлангом d=125 мм) был заменен утепленными звеньями трубопровода диаметром 150 мм, уложенными вдоль откоса и поддерживаемыми лебедкой на понтоне.

Подводное бетонирование днища проводилось с перерывами: захватками в 12; 6 и 20 м<sup>2</sup>.

На последнем этапе была осуществлена требуемая непрерывная укладка бетона в центральную и левую части каверны.

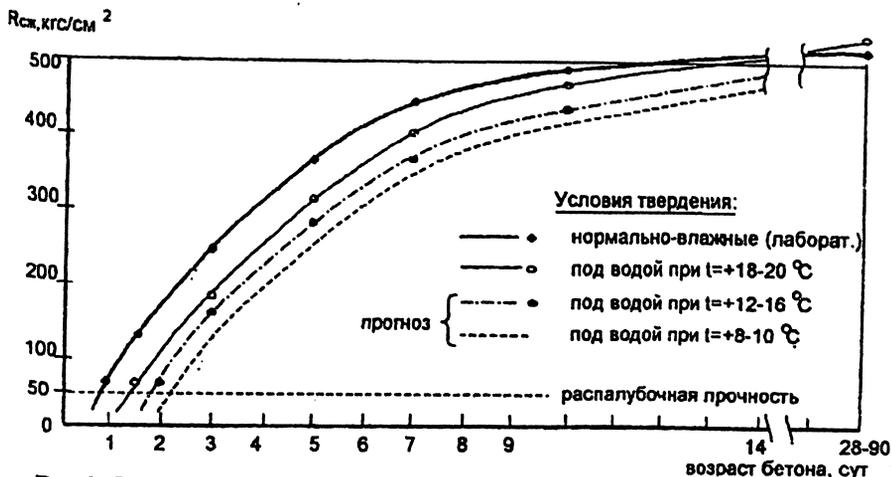


Рис.2. Рост прочности во времени подводного литого бетона марки 500, В8 (F200) с добавкой МБ 10-01 (лабораторные данные)

Составляющие бетонной смеси дозировались непосредственно в миксер автобетоносмесителя, нитрит натрия дозировался вместе с водой затворения, добавка МБ — объемным дозированием, вручную. Общее время дозирования и транспортирования бетонной смеси составляло 20–50 минут. Следует заметить, что отказ от бетономешалки на бетонном заводе затруднял четкий контроль за исходной пластичностью отпускаемой литой смеси.

Подвижность бетонной смеси определялась как у бетонного завода, так и перед выгрузкой в приемный бункер бетононасоса. Осадка нормального конуса составляла 26–28 см при диаметре расплыва 50–55 см, погружение спецконуса НИСа Гидропроекта 15–20 делений [3].

Контрольные образцы бетона отбирались у бетонного завода и у места укладки на ПК8. Часть образцов твердела в нормально-влажных лабораторных условиях, другая часть — под водой на ПК8 в условиях твердения подводного бетона. По этим образцам определялись набор прочности и сроки распалубки подводного бетона. Оптимальной распалубочной прочностью в данных условиях была принята прочность 50–100 кгс/см<sup>2</sup>.

В таблице приведены прочностные показатели бетона, полученные в процессе производства бетонных работ.

Таблица

Результаты испытаний литого бетона, уложенного в облицовку канала  
на участке разрушения ж/б плит ПК8

Дата, 1999г.	t° среды		Добавки в литой бетон	Время, сутки	Прочность при сжатии, кгс/см <sup>2</sup> , при твердении	
	t° возд	t° воды			В нормально- влажных ус- ловиях	Под водой в канале
16.11	+2°C— -10°C	+12°C	МБ10-01	2,5	120	50
17.11	-8°C	+5°C	МБ10-01 +НН	5 28	275 546	200 430
19.11	-18°C	+8°C	МБ10-01+ НН	28	180 490	60 443
03.12	+2°C— -3°C	+13°C	МБ10-01+ НН	7	498	—
10.12.	-5°C	+10°C	МБ10-01+ НН (средне- пластичн.)	7	—	391

Опалубочные щиты днища были отделены от поверхности бетона на вторые сутки и затем подняты краном. Водолазами зафиксировано хорошее качество бетонирования, за исключением первого правого участка, который бетонировали в первые дни с перерывами в 1 и 2 суток.

Плиты откоса (II этап) бетонировались в начале декабря при температуре наружного воздуха до -5°C и температуре воды +13°C тем же составом бетона, что и днище. Бетонная смесь подавалась сначала в нижние участки, затем в верхние. Для создания напора бетонной смеси к нижним отверстиям были наварены патрубки высотой 1,5-2,0 м (как это было предложено в рекомендациях АО НИИЭС [2]).

Поскольку щиты опалубки не были оснащены крепежными приспособлениями, во избежание их всплытия от давления бетонной смеси их пригрузили бетонными блоками. Однако это не исключило вытекания смеси из-под щитов. Вытекший объем смеси заполнил дефекты правой части днища и создал неровности на поверхности качественно забетонированных участков. Самый верхний участок откоса забетонировали без бетононасоса, спуском по лотку бетонной смеси с меньшей пластичностью. Распалубка откоса показала хорошее качество укладки, за исключением са-

мого верхнего участка, имевшего небольшие дефекты из-за недостаточной пластичности смеси. Этот участок, который в определенные периоды оказывается обнаженным, может быть отремонтирован вручную «насухо».

Прочность подводного бетона составила в возрасте 3-х суток не менее 300, 7 суток — 400 и 28 суток— 450—500 кгс/см<sup>2</sup>.

### Выводы

1. Опыт подводных ремонтно-восстановительных работ на разрушенном участке крепления днища и откоса ПК8 отводящего канала Пермской ГРЭС, в целом, показал эффективность принятой технологии (однако с учетом ряда недостатков, связанных с перерывами из-за неготовности техники к зимним условиям и дефектами в оснастке).

2. Разработанные составы подводного литого бетона с добавкой модификатора МБ10-01 обеспечили неразмываемость, высокую пластичность смеси, а также требуемую раннюю прочность бетона в текущей воде и проектное нарастание ее во времени. Введение противоморозной добавки нитрита натрия обеспечило незамерзание бетонной смеси при температуре - 5 : -18°С.—

3. Основными требованиями к технологии подводного бетонирования горизонтально-протяженных и наклонных участков должны быть: непрерывная схема укладки литого бетона, качественное приготовление бетонной смеси на бетонном заводе с автоматическим дозированием и перемешиванием составляющих.

4. В каждом конкретном случае проект производства работ должен принять оптимальную схему подачи литого бетона (по лоткам, трубам, бетононасосам или крановой бадьей), уделив особое внимание крепезу и уплотнению щитов и отверстий в опалубке.

### ЛИТЕРАТУРА

1. Ремонтные работы на гидротехнических сооружениях Пермской ГРЭС. Отчет АО НИИЭС по договору № 127-98.
2. Борисова Т.Е., Затворницкая Т.А., Пухов И.Е., Магитон А.С., Соколов Л.Д. Обследование состояния гидротехнических сооружений Пермской ГРЭС и рекомендации по технологии ремонта плит откоса отводящего канала. //Безопасность энергетических сооружений М.: АО НИИЭС. 1999. вып. 4.
3. Временная Инструкция по применению литых бетонов в энергетическом строительстве, ВСН-27-81\* М.: Минэнерго СССР. 1989.

## ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА МНОГОЛЕТНЕГО БЕТОНА

*Пухов И.Е., кандидат техн. наук (АО НИИЭС)*

В настоящее время на территории Российской Федерации и бывших союзных республик эксплуатируются крупные бетонные и железобетонные сооружения, возраст которых составляет 50 и более лет. За это время физико-механические характеристики бетонов изменились.

При решении вопросов, связанных с реконструкцией, ремонтом и обеспечением безопасной эксплуатации таких сооружений, возникает необходимость в информации о фактических значениях характеристики многолетнего бетона и прогнозируемой динамики изменения их во времени.

В статье на примере бетона шлюзов канала им.Москвы, эксплуатирующихся с 1937 года, даны величины основных характеристик «старого» бетона и влияние на эти характеристики воды как фактора окружающей среды.

Проектная прочность бетона на сжатие шлюзов характеризовалась марками М90 и М110 в нижней зоне стен и в днище.

Для приготовления бетонной смеси в качестве вяжущего применялся портландцемент активностью от 14,9 до 44,0 МПа. В большинстве случаев на строительство поступал низкомарочный цемент грубого помола. Для снижения расхода чистоклинкерного цемента, повышения плотности и водостойкости бетона гидротехнических сооружений в бетонную смесь, в процессе ее приготовления, вводилось до 20% пуццолановой добавки трепела.

В качестве заполнителей использовался местный природный речной песок и гравий крупностью до 80 мм. Песок средней плотностью 2,60 – 2,66 г/см<sup>3</sup> отличался большим разнообразием по крупности от Мк=1,3 до Мк=3,5. Гравий плотностью 2,54 – 2,65 г/см<sup>3</sup> и водопоглощением 0,8 – 3,3% имел разнообразный минералогический состав с преобладанием зерен карбонатных пород.

На приготовление 1 куб.м бетона указанных марок расходовалось 211 – 247 кг цемента, 29 – 44 кг трепела, 645 – 750 кг песка и 1035 – 1240 кг гравия. Водоцементный фактор назначался в пределах 0,63 – 0,65. Бетонная смесь подвижностью 1,5 – 5 см укладывалась в блоки горизонтальными слоями толщиной 15 – 20 см с уплотнением площадными вибраторами.

Для оценки состояния бетона сооружений канала после длительной его эксплуатации в институте Гидропроект и его научно-исследовательском секторе (НИСе), а ныне в Научно-исследовательском институте энергетических сооружений (АО НИИЭС) на протяжении многих лет велись исследования бетона различными методами, в том числе: визуальным, ультразвуковым, телевизионным и испытанием выбуренных кернов. Результаты этих исследований показаны в [1].

Характеристики бетона, а именно прочность на сжатие, прочность на растяжение при раскалывании, модуль упругости, плотность, пористость и водопоглощение определяли испытанием выбуренных кернов диаметром 110 мм.

Осредненные значения характеристик бетона через 50 лет эксплуатации шлюзов приведены в табл. 1.

Таблица 1.

Элементы шлюзов	Прочность на сжатие, R, МПа	Прочность на растяжение, R <sub>p</sub> , МПа	Модуль упругости E <sub>x</sub> 10 <sup>-2</sup> , МПа	Средняя плотность, кг/м <sup>3</sup>	Пористость, %	Водопоглощение, %
Стенки камер	22,2	2,11	254	2350	14,0	6,3
Порог и днище камер	29,4	2,21	—	2360	15,3	7,3

По данным табл. 1 видно, что прочность бетона на сжатие по сравнению с проектной выросла в 2,5 – 2,7 раза. Следует отметить, что в стенках камер шлюзов встречаются зоны, где прочность бетона ниже проектной, а лицевая грань стенок имеет множество очагов разрушений. Разрушения эти связаны с размораживанием растворной составляющей бетона, разбуханием известнякового заполнителя, выщелачиванием бетона, отслаиванием защитного слоя бетона до обнажения арматуры.

Из табл. 1 также видно, что модуль упругости примерно в 1,5 раза меньше величин, рекомендуемых СНиП 2.06.08-87 для данной прочности, что является следствием использования в бетоне карбонатного заполнителя невысокой прочности.

Пористость бетона составляет 14 – 15,3%, а водопоглощение равно 6,3 – 7,3%. По СНиП 2.03.11-85 такое водопоглощение характеризует бетон, проницаемость которого выше нормальной, а водонепроницаемость - менее W4.

Наряду с определением перечисленных свойств бетона были проведены экспериментальные исследования, направленные на выяснение положения: является ли многолетний бетон «мертвым камнем» или он сохранил еще потенциал гидратации, вызывающий дальнейшее уплотнение и упрочнение бетона.

С этой целью были проведены опыты:

по определению способности бетона к дальнейшему набору прочности;

по выявлению способности бетона к сращиванию по трещинам;

по установлению влияния длительного водонасыщения на характер изменения модуля упругости.

Способность многолетнего бетона к дальнейшему набору прочности проверялась испытанием бетонных образцов 70x70x70 мм, изготовленных из измельченных кусков растворной составляющей, отобранных из кернов, выбуренных в стенках шлюзов №4 и 5.

Измельчение кусков раствора выполнялось помолом их в шаровой мельнице в течении 2,5 часов до тонкости 0,6 мм. Затворенная на этом порошке растворная смесь характеризовалась водоцементным отношением, равным 0,29 при расходе размолотого вяжущего 1600 кг/м<sup>3</sup>.

Образцы, выдержанные в стандартных условиях, испытывались на сжатие в возрасте 28 и 180 суток. Результаты испытаний показаны в табл. 2.

По данным табл. 2 видно, что прочность образцов, приготовленных на размолотой растворной составляющей, выше, чем образцов, в которых использованы размолотые куски бетона.

Средняя прочность образцов, приготовленных из размолотого раствора, в возрасте 28 суток составляет 0,46 МПа, а в возрасте 180 суток — 0,69 МПа. Налицо приращение прочности на 50% за указанный период, характерное для бетона «молодого возраста».

Этот факт подтверждает «жизнедеятельность» и потенциальную способность многолетнего бетона к дальнейшему наращиванию прочности в перспективе.

Способность бетона к сращиванию по трещинам, возникшим после нагружения, является общеизвестным фактом. Из литературных источников известно, что сращивание по трещинам характерно для бетона раннего возраста [2]. Чем меньше возраст, тем эффективнее происходит сращивание бетона. По мере старения способность бетона сращиваться в трещинах постепенно исчезает.

Это было проверено в эксперименте на многолетнем бетоне при испытании выбуренных из стенок камеры шлюза №3 кернов.

Таблица 2

Место отбора кернов		Материал, отобранный для помола	Количество изготовленных образцов, шт.	Возраст испытаний, сутки	Прочность на сжатие, МПа
№№ шлюзов	Наименование конструкций				
4	Стенка камеры Секция 15	Растворная составляющая	20	28	0,39
			18	180	0,72
		Бетон	6	28	0,24
			6	180	0,26
	Порог нижней головы	Растворная составляющая	3	28	0,54
			6	180	0,62
5	Стенка камеры	Растворная составляющая	8	28	0,39
		Растворная составляющая	6	28	0,72
		Бетон	3	28	0,30

Керны испытывались на нагружении их для определения прочности на сжатие и растяжение при раскалывании бетона, а затем с интервалом через один год они вновь были подвергнуты тем же испытаниям.

При первоначальном нагружении керны не доводились до раскалывания на отдельные куски, однако после испытаний на поверхности кернов образовалось множество трещин с раскрытием 1 мм и более.

До испытаний керны выдерживались в течение одного месяца в различных условиях: часть в стандартных температурно-влажностных условиях, а часть была погружена в воду.

В период между первым и вторым испытаниями часть кернов находилась в стандартных условиях, а другая часть выдерживалась в воде.

Результаты испытаний кернов для определения срачивания бетона по трещинам даны в табл. 3.

Данные, представленные в табл. 3, свидетельствуют о том, что многолетний бетон способен к самозалечиванию в нем тре-

щин. Через один год выдерживания прочность образцов бетона кернов на сжатие восстанавливалась в среднем на 92%, а на растяжение при раскалывании - на 64%.

Таблица 3

Показатели	Количество кернов, шт	Первое испытание		Повторное испытание		Отношение результатов повторного испытания к первому, %
		Стандартное	Водное	Стандартное	Водное	
Прочность на растяжение $R_p$ , МПа	4	2,22		1,27		57
	6	2,61			1,57	60
	8		2,32	1,72		74
	6		2,06		1,32	65
	Ср.64					
Прочность на сжатие $R$ , МПа	8	15,50		15,90		102
	8	17,40			15,50	89
	11		17,40	15,70		90
	9		18,80		15,50	82
	3	16,5		13,94		86
	3	13,65			15,02	110
	6	18,85		15,83		84
	6	22,03			20,02	91
Ср.92						

Влияние длительного пребывания в водной среде многолетнего бетона на его упругие свойства проверялось на кернах, выбуренных из стенок восьми шлюзов.

Керны помещались в ванну с водой на различные сроки - от 7 суток до 2,5 лет. Первоначальное водонасыщение выполнялось в соответствии с ГОСТ 12730.5-84.

По истечении заданного срока керны извлекались из воды и подвергались испытанию на модуль упругости. При этом каждый керн испытывался многократно.

Перед водонасыщением все керны были испытаны на модуль упругости в воздушно-сухом состоянии. Результаты этих испытаний использовались для сравнения с полученными после водонасыщения.

Все испытания на модуль выполнялись по методике ГОСТ 24452-80.

Деформации бетона измерялись навесными деформометрами, оборудованными мессурами с ценой деления 0,001 мм.

Результаты испытаний по определению влияния длительности пребывания бетонных кернов в воде на упругие свойства бетона показаны в табл. 4.

Таблица 4

Показатели	Время пребывания бетонных кернов в воде					
	7 суток	30 суток	5 месяцев	0,5 года	1 год	1,5-2,5 года
Количество кернов, шт.	16	21	13	22	16	8
Отношение значения модуля упругости водонасыщенного бетона и воздушно-сухого	0,95	0,96	0,97	1,03	1,10	1,16

По данным, представленным в табл. 4, видно, что водная среда влияет на модуль упругости неоднозначно. Например, керны, находившиеся в воде 5 мес. и менее, имеют модуль упругости, значения которого составляют 0,95-0,97 от исходной величины. Дальнейшее пребывание кернов в воде от 0,5 до 2,5 лет вызвало увеличение значений модуля упругости бетона в среднем на 16%, при максимуме 36%.

Полученные экспериментальным путем данные табл.4 легко можно объяснить, если исходить из известного факта, что модуль упругости бетона находится в прямой зависимости от его прочности на сжатие. Такая связь, по крайней мере, подтверждается большинством известных формул (Роша, Графа, Уокера, Берга и др.).

Вместе с тем многократно доказано, что при водонасыщении в бетоне происходят два основных процесса, противоположно действующих на его прочность. С одной стороны, вследствие адсорбционного эффекта, проявления расклинивающего действия воды в микрощелях, ослабления действия менисков в микропорах и других факторов прочность бетона снижается, а с другой стороны, в этих условиях происходит упрочнение бетона вслед-

ствие новообразований от гидратации ранее непрогидратировавших зерен цемента.

В зависимости от того, какой из этих двух процессов оказывает большее влияние, прочность, а с ней и модуль упругости при водонасыщении бетона увеличиваются или уменьшаются.

Принято считать, что упрочнение бетона вследствие дальнейшей гидратации в нем цемента свойственно бетону в «молодом» возрасте. Проявление такого эффекта в многолетнем бетоне, как в данном случае, можно объяснить следствием использования в бетоне цемента грубого помола, полная гидратация зерен которого имеет затяжной, растянутый во времени характер.

Таким образом, представленные в табл.4 данные свидетельствуют об изменении модуля упругости погруженного в воду бетона вследствие влияния двух причин: водонасыщения и фактора времени. Однако представляет интерес, как меняются упругие свойства бетона под воздействием только влажности.

Имеющиеся в отечественной и зарубежной литературе сведения о влиянии на модуль упругости влажности бетона весьма ограничены и противоречивы [2, 3 и 4]. Поэтому для прояснения обсуждаемого вопроса был проведен специальный эксперимент на бетонных образцах 10x10x60 см в возрасте бетона 1,5 года.

Для приготовления бетона применялся портландцемент ПЦ 400 Топкинского завода. В качестве заполнителей использовался песок и щебень из гравия Дмитровского карьера. Состав бетона характеризовался соотношением составляющих, как 1:1,87:3,38 при расходе цемента 355 кг и В/Ц=0,50. Прочность бетона в возрасте 28 суток составляла 30,6 МПа.

С целью исключения влияния на свойства бетона фактора времени бетонные образцы водонасыщались быстро под вакуумом с разряжением до минус 0,1 МПа.

Каждый из шести бетонных образцов многократно подвергался испытанию на модуль упругости: до водонасыщения, сразу после водонасыщения под вакуумом, а затем в воздушно-сухих условиях через 8, 16 и 32 суток после извлечения образцов из воды. Одновременно путем взвешивания образцов определялась влажность бетона. Средние значения результатов этих испытаний показаны в табл. 5.

По данным табл. 5 видно, что от водонасыщения под вакуумом влажность бетона увеличилась в среднем на 6%, а модуль упругости при этом уменьшился более чем в два раза и в сред-

Таблица 5

Условия выдерживания образцов.												
Стандартные	Водонасыщение под вакуумом			Воздушные, открытые								
	W, %	$E_0 \times 10^{-4}$ МПа	$E_v/E_0$ %	8 сут.			16 сут.			32 сут.		
				W, %	$E_8 \times 10^{-4}$ МПа	$E_8/E_0$ %	W, %	$E_{16} \times 10^{-4}$ МПа	$E_{16}/E_0$ %	W, %	$E_{32} \times 10^{-4}$ МПа	$E_{32}/E_0$ %
3,16	6,01	1,46	46	2,49	1,58	50	1,46	1,71	54	0,9-0	1,81	57

нем составил 46% от первоначального значения неводонасыщенного бетона.

Далее, по мере высыхания извлеченных из воды образцов и уменьшения в них влажности бетона модуль упругости возрастал. По сравнению с величинами, замеренными сразу после водонасыщения бетона под вакуумом, модуль упругости вырос через 8 суток на 8%, через 16 суток на 17%, через 32 суток на 24%.

Таким образом, экспериментальным путем показано, что при глубоком кратковременном водонасыщении бетона его модуль упругости уменьшается. С уменьшением влажности ранее водонасыщенного бетона его модуль упругости увеличивается. Увеличение это имеет тенденцию к достижению модулем упругости в перспективе первоначального значения.

В процессе различных исследований выяснилось, что многолетний бетон наряду с другими особенностями обладает повышенным уровнем упругой работы. Обычно условно считается, что бетон работает как упругое тело, если нагрузка на него не превышает 30 - 40% от разрушающей  $R$ . В этих пределах нагрузки проводят испытания бетона для определения его модуля упругости.

В данном эксперименте для определения модуля упругости бетонные керны диаметром 110 мм в количестве 10 шт., выбуренные из стенок шлюза 5 и тела плотины №40, подвергались нагружению сжатием, вызывающим в бетоне напряжения, равные 40 и 80% от прочности бетона. Осредненные результаты испытаний представлены в табл. 6.

По данным табл. 6 видно, что с возрастанием нагрузки вдвое от  $\sigma = 0,4R$  до  $\sigma = 0,8R$  упругие деформации возрастают также практически вдвое.

Поэтому значение модуля упругости в этих двух случаях близки

по величине и разница между ними составляет всего 4,4%. Это обстоятельство свидетельствует о том, что в диапазоне нагрузок до 0,8 R многолетний бетон работает как условно упругое тело.

Таблица 6

Прочность бетона, R, МПа	$\sigma = 0,4R$			$\sigma = 0,8R$			$E_2/E_1$
	$\sigma$ , МПа	$E_1 \times 10^{-4}$ , МПа	$\epsilon_{упр} \times 10^4$	$\sigma$ , МПа	$E_2 \times 10^{-4}$ , МПа	$\epsilon_{упр} \times 10^4$	
2,35	9,85	2,50	3,98	19,69	2,39	8,28	0,96

### Выводы.

Как показали многочисленные обследования железобетонных конструкций крупных гидротехнических сооружений, возраст которых составляет 50 и более лет, за длительный срок эксплуатации в бетоне этих сооружений выявляется множество различных дефектов и очагов разрушений, из которых наиболее характерными и значимыми являются следующие: размораживание в зоне переменного уровня воды, выщелачивание с выносом извести с образованием глубоких пазух, разрушение защитного слоя с обнажением арматуры, разрушение по строительным швам в верхней зоне нижних блоков, размораживание водонасыщенного бетона в зоне между верхним и нижним бьефами.

На примере шлюзов канала им. Москвы, эксплуатирующихся с 1937 года, все перечисленные выше дефекты имеют место.

Тем не менее, как показали испытания выбуренных из стенок шлюзов кернов, сам по себе многолетний бетон, прочность которого по сравнению с проектной выросла более чем в 2 раза, сохранил потенциальную способность к дальнейшему набору прочности, сращиванию по трещинам с восстановлением первоначальной прочности, увеличению модуля упругости от долговременного пребывания в воде и обладает более высоким, по сравнению с «молодым» бетоном, уровнем упругой работы.

Эти особенности многолетнего бетона следует учитывать при оценке напряженного состояния железобетонных конструкций, а также при решении вопросов, касающихся реконструкции и ремонта длительное время находившихся в эксплуатации гидротехнических сооружений.

### ЛИТЕРАТУРА.

1. Пухов И.Е. Физико-механические свойства бетона шлюзов канала им.Москвы»//Гидротехническое строительство. 1988.№8.

2. Иванов Ф.М., Поляков Б.И. Самозалечивание и стойкость гидротехнического бетона. //Гидротехническое строительство. 1974. № 9.
3. Plowman J.M. Young's modulus and Poisson's ratio of concrete cured at various humidities. //Magazine of Concrete Research. 1963. Vol. 15. № 44, July
4. Каранфилов Т.С. Влияние влажности на модуль упругости бетона. //Бетон и железобетон. 1978. №2.

## ПЛОТИНЫ ИЗ УКАТАННОГО БЕТОНА

**Анализ зарубежных данных о трещинообразовании и рекомендации по обеспечению термической трещиностойкости**

*Коган Е.А., кандидат техн. наук (АО НИИЭС)*

За последние годы в практике плотиностроения существенно изменился подход к выбору типа бетонных гравитационных плотин в пользу плотин из укатанного бетона. В настоящее время возведены или строятся свыше 200 плотин такого типа. Географически расположение плотин из укатанного бетона охватывает разные климатические зоны и представлено достаточно широкой их гаммой, за исключением особо сурового климата, характерного для севера Азии и Северной Америки.

Одним из важных преимуществ плотин из укатанного бетона является уменьшение термического трещинообразования в строительный период, что обусловлено снижением расхода цемента и высоты укладки блоков. С другой стороны, увеличение интенсивности укладки бетона и тенденция к отказу от разрезки плотины температурно-усадочными швами или к значительному увеличению длины секций могут приводить к появлению сквозных поперечных трещин. Известные случаи трещинообразования из практики строительства плотин с применением укатанного бетона, наблюдавшиеся раскрытия и шаг трещин показаны в приводимой таблице. Рассмотрим на примере этих случаев более подробно характерные особенности термического трещинообразования в плотинах нескольких стран.

### США

*Плотина Уиллоу-Крик (Willow Creek)*

Плотина Уиллоу-Крик высотой 52 м, длиной 543 м возведена без единого поперечного температурно-усадочного шва. Напорная грань выполнена из сборных железобетонных панелей и поэтому сам бетон осмотру недоступен. На верхней поверхности слоев укатанного бетона трещин не наблюдалось. Тонкие волосяные тре-

Перечень наблюдавшихся трещин в плотинах из укатанного бетона

№	Название плотины	Страна	Количество трещин	Характер трещинообразования	Раскрытие трещин, мм	Дата обнаружения	Шаг трещин, м
1	Букка	Австралия	3	Поперечные вертикальные по всему сечению	1,0-1,5		~115
2	Копперфилд	Австралия	1	Вертикальная поперечная (поперек водослива)	—	1984	
3	Уругва-И	Аргентина	2	На продолжении швов-надрезов на верховой грани	—		75
4	Сако Нова Олинда	Бразилия		Незначительные в облицовке	—		~6
5	Перемычка Янтань	Китай	19 (4 главн.)	Сквозные (главные) длиной до 20 м	2,0-3,0	После укладки	40-70
6	Пудинг	Китай	3	Трещины индуцированы надрезами со стороны напорной грани	—		
7	Уллоу-Крик	США	1	Вертикальные сквозные	—		
8	Гейлсвилл	США	7	Сквозные (начались на гребне и пошли вниз)	6	09.1985	~1

9	Милд Форк	США		Вертикальные поперечные небольшие	—		
10	Гриндстон Каньон	США	1	Вертикальные	—		
11	Монксвилл	США	2	Незначительные в облицовке, 2 в укатанном бетоне	3	1986-1987	
12	Аппер Стиллоутер	США	23	От швов в парапете и на гребне до верховой и низовой граней и основания	3 (6)	Зима 1987	35
13	Винчестер	США		Усадочные в обычном бетоне			
14	Седар Фолз	США		Поперечные тонкие усадочные в обычном бетоне			~6
15	Элк-Крик	США	3	В середине между швами			
16	Оливетт	Франция	3	Сквозные высотой 4 м	0,5-5,0	11.1987	~80
17	Риоу	Франция	много	Сквозные		Зима 1990-1991	ВБ 15-30; НБ 5-30
18	Перемычка Мисогава	Япония	11	Поверхностные плюс три сквозных	0,1-0,4; 1,2-1,9	05-10.1984	2,6-5,2; 10-20

щины были обнаружены на гребне плотины и в галерее на открытых поверхностях укатанного бетона. Трещины были расположены близко друг к другу, а ширина их была недостаточной для фильтрации воды. Однако в кровле галереи в зоне образования трещин наблюдалась некоторая протечка воды. В месте изменения геометрии створа и очертания плотины там, где водосброс примыкает к глухому участку плотины, с помощью измерительной аппаратуры была обнаружена внутренняя трещина вблизи основания [13]. Она появилась после повышения уровня водохранилища, но не проникла в массив из укатанного бетона: во всяком случае ни на верховой, ни на низовой поверхностях этого участка не было никаких признаков этой трещины. По данным публикации [3] во внутренней зоне самого тощего бетона (расход цемента  $47 \text{ кг/м}^3$  золы-уноса  $19 \text{ кг/м}^3$ ) в зоне перехода от водосливной плотины к глухой от основания прошла вертикальная трещина между верховой и низовой гранями, но не по всему сечению. Проблем с фильтрацией эта трещина не вызвала, а устойчивость плотины от нее не пострадала. Неприятности в плотине Уиллоу-Крик возникли из-за сильной фильтрации по швам между слоями, особенно в галерее, расположенной вблизи напорной грани. Просачивание воды наблюдалось и на низовой грани, так как плотина не имела внутренних дрен. Поскольку опыта борьбы с фильтрацией в укатанном бетоне еще не было, а фильтрация по швам в галерею была значительной, то было принято решение зацементировать эту зону плотины [3]. Позднее такое мероприятие распространили на всю плотину. Эффективность инъекции цементного раствора оказалась спорной, так как в период наполнения водохранилища первоначально высокая фильтрация (даже после цементации) постепенно уменьшалась, подобно тому, как это происходило без цементации на других объектах. Расход фильтрующейся воды при наполненном водохранилище уменьшился до низкого уровня лишь с течением времени.

#### *Плотина Мидл-Форк (Middle Fork)*

Плотина Мидл-Форк высотой 38 м, длиной 128 м имеет облицовку верховой грани толщиной 30 см из вибрируемого бетона [3]. Через каждые 4,6 м в облицовке устроены вертикальные V-образные надрезы глубиной 75 мм, способствующие образованию температурно-усадочных трещин. В надрезах со стороны верховой грани установлены уплотнения. В укатанном бетоне швы не устраивались. Низовая грань выполнена из обычного бетона и имеет ступенчатую форму. В этой зоне без швов наблюдались незначительные трещины, несмотря на то что пло-

тина Мидл-Форк расположена высоко в горах с суровыми зимами. Тем не менее в укатанном бетоне трещинообразование не наблюдалось. Отмечаются низкие значения модуля упругости бетона ввиду малого расхода цемента и применения заполнителя из глинистого известняка.

#### *Плотина Гейлсвилл (Galesville)*

Плотина Гейлсвилл (высота 50 м, длина 220 м) выполнена с облицовкой без швов из обычного бетона толщиной 30 см [3,13]. Для устранения усадочных трещин предполагалось применить суперпластификаторы. Но суперпластификатор не использовали, и поэтому в облицовке образовались тонкие вертикальные трещины усадочного типа с шагом ~1 м. Они не были заделаны, но всю верховую грань ниже НПУ покрыли тонким слоем мастики. Для того, чтобы укладывать укатанный бетон при относительно низкой температуре и закончить бетонирование до холодов, планировалось начать строительство ранней весной. Но фактически строительство плотины Гейлсвилл началось позже. Задержка начала укладки бетона привела к образованию семи трещин между верхним и нижним бьефами [3]. Трещины видны также в галерее. Это явилось первопричиной наблюдавшейся фильтрации воды через плотину: от самой незначительной до существенной. Верхние слои бетона укладывались в самое жаркое время. Растрескивание бетона произошло спустя 60 дней, когда наступила необычно холодная погода, что вызвало резкое охлаждение бетона. Задержка строительства привела к тому, что пик температуры оказался более чем на 12°С выше предполагаемого вследствие высоких температур как самого укатанного бетона, так и окружающего воздуха. Укладка обычного бетона с трех сторон в верхней части плотины способствовала повышению температуры в этой зоне плотины. Образование трещин произошло, когда разница температур низовой грани и внутреннего массива составила около 16°С. Трещинообразование началось от верхней части плотины на напорной грани и опускалось вниз по мере охлаждения плотины. Трещины прошли вертикально по обеим граням. Отмечена трещина, которая расположена у правого примыкания основания под углом к вертикали и пересекает входную штольню к галерее. Плотина Гейлсвилл дает пример необходимости учета особых условий в верхней части сооружения, где наблюдается сравнительно быстрая потеря тепла в массиве практически одновременно с остыванием верховой и низовой граней. Этот пример также показал, что обычный бетон, примененный для облицовки верх-

ней части плотины, оказался более подвержен трещинообразованию, чем укатанный бетон.

#### *Плотина Монксвилл (Monksville)*

Плотина Монксвилл (высота 48 м, длина 671 м) выполнена с облицовкой из обычного бетона толщиной 30 см [3]. В бетоне использовался суперпластификатор, но качество заполнителей не позволяло полностью устранить усадку. В связи с этим через каждые 12 м были устроены швы со шпонками. Тем не менее появились тонкие трещины, вызванные резкими изменениями конфигурации основания. Исследования показывали, что если укладку бетона начать в марте и закончить до августа, то швы с уплотнением не требуются. При более долгом бетонировании такие швы по расчету необходимы. Когда в ходе строительства стало ясно, что график укладки отстает от намеченного, начали устраивать вертикальные швы с уплотнениями (в верхней части плотины высотой ~12 м). Швы выполнялись через 36 м и совпадали с каждым третьим швом в облицовке со стороны напорной грани. Укладку бетона закончили осенью 1986 г. Зимой швы раскрылись, но трещин между ними не было. Швы в зоне контакта водосливной и глухой плотин получили развитие вниз, в зону бесшовного массива укатанного бетона. Их можно видеть в галерее, которая расположена ниже гребня примерно на 30 – 32 м. Они совпадают со швами-надрезами со стороны напорной грани.

#### *Плотина Аннер-Стиллуотер (Upper Stillwater)*

Плотина Аннер-Стиллуотер, высотой 90 м, длиной 825 м, возведена без каких-либо швов в районе со среднемноголетней температурой 2,2°C. Применялся укатанный бетон с повышенным содержанием цемента и золы-уноса (79+173 кг/м<sup>3</sup>), что было вызвано необходимостью получения более прочного бетона (ввиду крутого наклона низовой грани и сейсмической активности района строительства), а также в целях лучшего уплотнения бетона в зоне контакта слоев. Наружные грани были выполнены из обычного бетона, уложенного в виде бордюра в скользящей опалубке. Толщина наружных зон в среднем 0,6 м; они выполнены без швов. За этой облицовкой укладывался укатанный бетон с повышенным содержанием вяжущего (92+203,5 кг/м<sup>3</sup>). Укладка укатанного бетона была начата в сентябре 1985 г. и закончена в августе 1987 г. В зимний период бетонирование прекращалось. Основной объем бетона был уложен в течение 10 месяцев (два сезона с мая по сентябрь в 1986 и 1987 гг.). Максимальная температура в массиве бетона составляла 36°C при начальной температуре укладки 10°C.

Расчетная максимальная температура  $24^{\circ}\text{C}$  [15]. Интенсивное трещинообразование имело место в облицовочном бетоне [3]. Поскольку плотина была сооружена с элементами, выполненными с помощью горизонтальной скользящей опалубки из обычного неармированного бетона на верховой и низовой гранях, то спустя два дня после укладки на поверхности бетона были отмечены узкие вертикальные трещины с расстоянием между ними от 6 до 9 м. Эти усадочные трещины возникали в бордюрных элементах облицовки граней и не пошли дальше, в массив укатанного бетона [13]. После зимнего перерыва 1986 — 87 гг. в укатанном бетоне было обнаружено 17 трещин, образовавшихся в слоях, уложенных осенью 1986 г. над дренажной галереей. Три трещины вышли в галерею [3]. В первую зиму после окончания укладки бетона верхняя часть плотины охладилась до  $5^{\circ}\text{C}$ . В результате быстрого охлаждения образовались трещины, идущие от гребня на верховой и низовой гранях и распространившиеся вглубь массива [12]. Первые трещины обнаружены 13 декабря на гребне водосливной плотины. Все они начинались от швов в парапете или на гребне водослива в местах разрыва армирования. Швы на парапете были выполнены вручную в виде канавки глубиной 50 мм с расстоянием 12,1 м на обеих сторонах стенки парапета высотой 1,4 м, выполненной в скользящей опалубке. Расстояние между трещинами, которые начинались на гребне и продолжались вниз на гранях, составило в среднем 49 м. Когда потеплело, измерения с помощью КИА показали, что трещины сомкнулись и через некоторые из них наблюдалась лишь небольшая утечка воды [13]. К поздней осени 1987 г. образовалось 23 трещины с шагом в среднем 35 м. Раскрытие трещин у верховой грани не превышало 3 мм. Одна трещина раскрылась на 6 мм. Многие трещины в конце концов распространились до основания [15].

Примечательно, что в плотине Аппер-Стиллуотер все трещины вертикальные и расположены поперек оси плотины, их кольматация начала происходить естественным образом после наполнения водохранилища. При проектировании плотины образование трещин предполагалось. Однако более высокие температуры в верхней части плотины по сравнению с проектом привели к образованию более глубоких трещин, чем предполагалось. Расстояние между трещинами в сооружении длиной 815 м оказалось большим, чем ожидалось, что выразилось в меньшем количестве более широких трещин. Фильтрация воды через эти трещины в среднем составляла 38 л/мин. Исключением была одна большая тре-

щина, которая образовалась, как и другие трещины, при охлаждении массива, но вследствие деформаций основания она получила большее раскрытие, чем остальные трещины. Расход фильтрующей воды в этой трещине составил 3600 л/мин [12]. Заделка трещин производилась дважды. На первом этапе зимой 1988-89 гг. была выполнена инъекция в трещины полиуретановой смолы через скважины, подсекающие трещины. Второй раз весной 1992 г. эта операция была повторена, при этом нижняя зона трещин (ниже галереи) заполнялась цементным раствором. Заполнение трещин производилось только со стороны верховой грани [15].

#### *Плотина Седар Фолз (Cedar Falls)*

Ошибка в расходе цемента, подаваемого в бетоносмеситель, привела к получению бетона, содержащего 190 кг/м<sup>3</sup> цемента плюс 92 кг/м<sup>3</sup> золы. Эта богатая цементом смесь была использована при сооружении 2/3 плотины высотой 9 м до тех пор, пока ошибка не была обнаружена и исправлена [13]. Расчеты показали, что использование такого бетона привело к повышению температуры на 11°C по сравнению с проектом, что и было подтверждено датчиками, установленными внутри плотины. Фактически при укладке этого бетона была достигнута максимальная температура 49°C по сравнению с проектной температурой 38°C. Нескальное основание этой небольшой плотины смягчило термический эффект и потенциальную опасность трещинообразования. При осмотре уже построенной плотины оказалось, что более высокая внутренняя температура укатанного бетона не привела к образованию большего числа трещин на гранях из обычного бетона, чем это предполагалось в проекте. Узкие поперечные трещины, которые удалось наблюдать, находились на расстоянии приблизительно 6 м друг от друга.

#### *Плотина Элк Крик (Elk Creek)*

Максимальные фактические температуры во время строительства плотины Элк Крик весной 1987 г. были значительно выше, чем предусматривалось проектом [13]. Повышенные значения температуры явились результатом как более высокой температуры воздуха, так и температуры укладываемого бетона. Эти факторы плюс то, что расчеты не позволили точно учесть эффект солнечной инсоляции на поверхности бетона, предопределили то, что максимальная температура бетона составила 38,7°C на левом берегу водосбросных сооружений по сравнению с полученной расчетом максимальной температурой 24°C. Разница температур на правом примыкании водосброса была не столь велика (макси-

мум 31,3°С по сравнению с расчетным максимумом 24°С). Шесть месяцев спустя после укладки повышенная температура укатанного бетона не вызвала каких-либо значительных проблем. Деформационные швы, предусмотренные со стороны напорной грани с интервалом до 91 м, открылись примерно на 1,5 мм. Были обнаружены три вертикальные поперечные трещины, расположенные почти в середине между деформационными швами и в водосливе шириной 37 м. Эти трещины были заделаны. В дальнейшем строительство плотины Элк Крик было остановлено по экологическим причинам.

### Австралия

#### *Плотина Копперфильд (Copperfield)*

Высота плотины 40 м, длина 340 м. Расположена в зоне умеренного климата. В укатанном бетоне по концам водослива и в зоне основного вертикального уступа скального массива выполнено три вертикальных шва-надреза со шпонками со стороны верхнего бьефа. Швы устроены со стороны верховой и низовой граней, гребня и подошвы, но весь массив бетона не пересекают. Эта мера оказалась очень эффективной [3]. Через 4 месяца после окончания строительства (1984 г.) водохранилище было заполнено на 3 м ниже НПУ. Фильтрация через плотину составляла 24 л/сек. За следующие 4 месяца расход фильтрующей воды упал до 10 л/сек. В это время зимой по центру водосливной плотины образовалась одна вертикальная поперечная трещина, проходящая от напорной до низовой грани непосредственно над тем участком, где в основании расположен массив укатанного бетона. Трещина имела заметное раскрытие, и фильтрация возросла до 16 л/сек. Самозалечивание трещины продолжалось 8 месяцев, и расход воды упал до 5,5 л/сек. [2]. К 1987 г. фильтрация по трещине снизилась до допустимого предела и продолжала уменьшаться. Ремонт не потребовался. Кроме этой трещины в зоне около НПУ были мелкие трещины в облицовке напорной грани из обычного бетона. В облицовке водослива, толщиной около 40 см, длиной 100 м, без швов, из-за усадки появились тонкие трещины, расположенные над внутренними дренами в водосливе. В плотине Копперфильд образование поперечной неконтролируемой трещины, проходящей через водослив, произошло в результате падения температуры с 35 до 11°С. Кроме этой трещины, раскрылись три поперечных температурных шва без какой-либо значительной фильтрации, обходящей шпонки. При измерении ширины раскрытия трех швов получилось, что общее их раскрытие

составило 4,5 мм спустя два месяца после образования трещины. В течение следующего лета швы и трещина закрылись полностью, а в следующий зимний сезон вновь открылись до своей первоначальной ширины [13].

#### *Водослив Букка (Висса Weir)*

В результате задержек строительство водослива Букка было перенесено на летний сезон. Пик температуры бетона достигал 45°C, что почти на 10°C выше той температуры, которая была заложена в проекте. После понижения температуры до 12°C образовались три поперечные, почти вертикальные сквозные трещины приблизительно с одинаковым расстоянием между ними, в среднем 115 м, с общим раскрытием в укатанном бетоне порядка 1 – 1,5 мм [13].

#### **Франция**

#### *Плотина Оливетт (Les Olivettes)*

Высота плотины 36 м, длина 254 м. Напорная грань облицована обычным бетоном толщиной ~0,7 м со швами через 14 м, уплотненными резиновыми шпонками [4]. При этом в самом теле плотины из экономических соображений строительных швов предусмотрено не было. Особенностью этой плотины является применение по существу бесцементного бетона. Использовалось смешанное вяжущее в количестве 130 кг/м<sup>3</sup>, состоящее из шлака (65%), сульфоижевестковой золы (30%) и известковых фракций (5%). Для этого вяжущего характерна низкая теплота гидратации (190 Дж/г в возрасте 5 сут.). Заполнитель для укатанного бетона известняк ( $D_{\max} = 63$  мм), водоцементное отношение равно единице. Строительство плотины заняло всего 10 месяцев. Через месяц после окончания укладки бетона в связи с резким понижением температуры наружного воздуха на 10°C в плотине появились три трещины. Трещины наблюдались на гребне, верховой и низовой гранях и в смотровой галерее. Одна трещина расположена в центре, две другие по обе стороны на расстоянии ~80 м. Трещины развивались вне плоскостей упомянутых выше швов в обычном бетоне, имеющих шаг 14 м. Трещины оценены как сквозные. Их ширина меняется от 0,5 мм и меньше в смотровой галерее до 5 мм на гребне. Пропуск паводка, создавший временный напор порядка 28 м, привел к фильтрации через трещины. Фильтрационный расход воды через трещины в начале составлял 3 л/с, но затем уменьшился до 0,47 л/с за счет колыматации трещин. Начальный фильтрационный расход через центральную трещину, наблюдаемый в смотровой галерее, составлял 1,5 л/с. Была разработана программа ремонта, ко-

торый заключался в устройстве штрабы шириной 5 — 8 см и глубиной 4 см вблизи выхода трещины на поверхность плотины и в заполнении штрабы полиуретановым эластомером. Стоимость этих работ была меньше 0,3% от стоимости всего сооружения.

#### *Плотина Риу (Riou)*

Проблемы, возникшие в связи со строительством и эксплуатацией плотины Оливетт, способствовали включению вопросов температурного контроля во французскую национальную программу по укатанному бетону. Плотина Риу (высота 26 м, длина по гребню 308 м) была построена летом 1990 г. с учетом разработок этого проекта [9]. Температура воздуха для нормального года изменяется в пределах от  $-15^{\circ}\text{C}$  до  $+30^{\circ}\text{C}$ . Как и плотина Оливетт, плотина Риу не имеет поперечных швов. В течение первой зимы (1990 — 1991 гг.) было зарегистрировано относительно большое число вертикальных температурных трещин как на верховой, так и на низовой гранях плотины. Некоторые трещины были видны только со стороны верхнего бьефа, другие явно были сквозными, их можно было наблюдать также и в смотровой галерее. О состоянии верховой грани полного представления нет, так как в отличие от плотины Оливетт она покрыта водонепроницаемой мембраной. Шаг трещин составляет от 15 до 30 м, за исключением поверхности водослива, где расстояние между трещинами изменяется в пределах от 5 до 30 м. Произведенные оценочные расчеты термонапряженного состояния подтвердили предположение о сквозном характере части трещин.

#### *Плотина Мартин де Лондрес (Martin de Londres)*

Низконапорная плотина высотой 6 м, построенная в 1985 г., имеет одну центральную трещину, возникшую в зоне жесткого выступа в основании. Профиль плотины симметричный, уклоны обеих граней 1:0,85. Они образованы естественными откосами укатанного бетона [7].

### **Бразилия**

*Плотина Сако Нова Олинда (Saco de Nova Olinda)* находится в районе с умеренным климатом. Высота плотины 56 м, длина 230 м. Применялся малоцементный укатанный бетон с расходом цемента  $70 \text{ кг/м}^3$ . Расчеты показали, что трещинообразования в укатанном бетоне не должно быть, но в облицовке из обычного бетона толщиной 40 см они должны появиться, если ее не разрезать швами. В начале строительства таких швов-надрезов в облицовке не делали, поэтому появились узкие трещи-

ны с шагом ~6 м. Глубина, шаг и раскрытие трещин соответствовали расчетам. Поэтому в дальнейшем облицовку разрезали швами со шпонками через 20 м, а ее толщину уменьшили до 25 см. Это позволило предупредить дальнейшее трещинообразование [3].

#### Аргентина

*Плотина Уругва-И (Urugua-i)* (высота 76 м, длина по гребню 690 м) возведена из тощего укатанного бетона с расходом низкотермичного цемента 60 кг/м<sup>3</sup>. Напорная грань облицована железобетонными панелями, за которыми выполнен экран из ПВХ пленки. После экрана уложен вибрированный бетон толщиной 0,5 – 0,9 м. Кроме того, с напорной стороны между слоями укатанного бетона уложен подстилающий слой [11]. Проектом были предусмотрены 4 начальных деформационных шва-надреза со стороны напорной грани по всей высоте плотины, в том числе два шва по краям водосливной плотины. Кроме того, предусматривались дополнительные деформационные швы в верхней части плотины (7 швов на высоту 15 – 25 м). Главные деформационные швы по концам водосливной плотины были оборудованы КИА для измерения раскрытия швов. Укладка укатанного бетона была начата в апреле 1988 г. Наполнение водохранилища производилось в течение 6 месяцев, начиная с декабря 1989 г. После завершения укладки бетона были продолжены контрольные наблюдения за деформациями швов и тщательный поиск каких-либо непредвиденных трещин. После второй зимы при полном водохранилище реакция плотины на температурные изменения оказалась близкой к ожидавшейся по расчетам, выполненным в ходе строительства плотины. КИА показала, что главные деформационные швы-надрезы работают и принятый метод их формирования оказался эффективным. В итоге работают четыре шва: два главных и два дополнительных по концам русловой части плотины, отделяющих участки низких береговых плотин. Две вертикальные трещины в левом глухом участке русловой плотины разделили его на три части длиной от 60 до 120 м. Эти трещины начинаются от швов-надрезов на верховой грани, что показало эффективность способа поверхностного надреза глубиной только 1,2 м, позволяющего контролировать трещинообразование всего массива плотины. Так как вибрированный бетон на напорной грани недоступен для осмотра, то нельзя гарантировать, что между швами-надрезами не существует трещин. Расчет напряжений от полных воздействий при использовании реального тем-

пературного режима и свойств бетона показал низкий коэффициент запаса на верхних отметках плотины, что делает там вероятным поверхностное трещинообразование.

#### Китай

##### *Перемычки ГЭС Янтань (Yantan)*

При строительстве гидроузла Янтань в 1988 г. из укатанного бетона были выполнены верховая и низовая перемычки криволинейного очертания в плане, без конструктивных швов [5,6,7,8]. Верховая перемычка имеет максимальную высоту 54 м, длину 342 м. Низовая перемычка максимальной высотой 39 м, длиной 260 м. Обе эти перемычки замыкаются на продольную стенку, которой служит одна из секций будущей плотины Янтань высотой 111 м. Верховая перемычка для сопряжения со стенкой имеет криволинейную часть радиусом 118 м и центральным углом 70°. Эта перемычка была уложена с января по май в течение 103 дней (объем 172 тыс.м<sup>3</sup>). Толщина конструкции на гребне 7 м, у подошвы до 44 м. Прямолинейная часть перемычки имеет чисто гравитационный профиль с наклоном низовой грани 0,8:1,0. На криволинейном участке низовая грань несколько круче (0,5:1). Применялся укатанный бетон с расходом цемента 45 кг/м<sup>3</sup> и золы-уноса 85-115 кг/м<sup>3</sup>. После завершения укладки бетона в перемычках начали появляться трещины, главным образом, на гребне. Общее их число достигает 23 [10], в том числе 19 трещин в верховой перемычке. Они имеют различную длину и глубину. В октябре 1990 г. осмотр показал, что в верховой перемычке имеется 4 главных трещины с шагом 40-70 м вдоль оси перемычки. Длина трещин от гребня по низовой грани не превышает 20 м. До подошвы эти трещины не доходят.

##### *Арочная плотина Пудинг (Puding)*

Арочная плотина высотой 75 м сооружена в относительно узком каньоне ( $L/H = 2$ ) несимметричного профиля [14]. Длина плотины по гребню 196 м, толщина арки по основанию 28,3 м, а на гребне — 6,3 м. Климат субтропический при средней температуре воздуха 14,7°C. Средняя температура воды 16,5°C. Ожидаемая средняя температура бетона в плотине 16,4°C. Объем тела плотины 137 тыс. м<sup>3</sup>, из них 103 тыс. м<sup>3</sup> укатанный бетон. Обычный бетон был применен на подошве плотины (зона толщиной 2 м из бетона с добавкой MgO), на поверхности водослива и в бычках. Водосливная часть плотины имеет 4 пролета и расположена в центре каньона. Укатанный бетон использовался двух составов: со стороны напорной грани имеется относительно тонкая зона из разре-

занного швами-надрезами бетона с повышенным содержанием вяжущих ( $85 \text{ кг/м}^3$  цемента плюс  $103 \text{ кг/м}^3$  золы-уноса); остальная часть плотины из более тощего укатанного бетона ( $54 \text{ кг/м}^3$  цемента плюс  $99 \text{ кг/м}^3$  золы-уноса). По техническим условиям температура бетона при укладке не должна была превышать  $15^\circ\text{C}$ . В процессе строительного контроля зафиксирована максимальная температура бетона  $30,8^\circ\text{C}$ . Никаких непредвиденных трещин<sup>\*)</sup> в бетоне не обнаружено. В ходе строительства через недостроенную плотину был пропущен паводок 1992 г., как это было предусмотрено проектом. В период паводка сброс воды продолжался непрерывно, так что заметно сократились случаи температурного трещинообразования<sup>\*)</sup>. Строительство плотины было закончено в июне 1993 г. и началось наполнение водохранилища. Тщательный осмотр выявил три индуцированные швами трещины<sup>\*)</sup>, возникшие в течение постепенного охлаждения бетона и наполнения водохранилища. Но, с другой стороны, не было обнаружено никаких повреждений в местах, где они могли произойти с большей вероятностью.

### Япония

#### *Верховая перемычка ГЭС Мисогава (Misogawa)*

Верховая перемычка из укатанного бетона построена в связи с возведением каменно-набросной плотины Мисогава высотой 140 м [1]. Бетонная перемычка была запроектирована как верховое ограждение котлована строительства плотины Мисогава и одновременно как полигон для разработок методов температурного контроля за трещинообразованием. Длина перемычки около 100 м, высота 6 м, центральная часть длиной 60 м не имеет поперечных швов. Бетонирование производилось с апреля по май 1984 г. при среднесуточной температуре воздуха  $4-13^\circ\text{C}$ . Бетонная смесь подогревалась и в момент укладки ее температура была равна  $12-18^\circ\text{C}$ . Возведение центральной части перемычки закончилось 11.05.1984 г., а спустя 6 дней возникли 5 вертикальных трещин на поверхности оголовка. Они пересекали только верхний слой укатанного бетона толщиной 1,5 м (нижележащие слои имели толщину 0,75 м). На следующий день образовались еще две трещины, а через три дня еще три. Последняя 11-ая трещина была зафиксирована спустя неделю. Всего образовалось 11 трещин, все они были поверхностными, их глубина составляла 1,5 м. В это время расстояние между трещинами было равно 2,6 – 5,2 м, раскрытие на гребне равнялось 0,1 – 0,4 мм. Через 20 дней было обнаружено, что трещина №10 достигла основания. Наблюде-

<sup>\*)</sup> по-видимому, речь идет о трещинах на продолжении швов-надрезов со стороны напорной грани.

ния, проводившиеся в течение всего летнего сезона, не зафиксировали развития трещин. Однако ранней осенью, когда температура воздуха начала снижаться, еще две трещины достигли основания. К концу октября центральная часть конструкции оказалась разделенной на 4 части, каждая длиной от 10 до 20 м. В момент распространения трещин до основания их раскрытие на поверхности гребня составляло 1,2 — 1,9 мм. Наблюдения за трещинами продолжалось на протяжении еще одного года, но дальнейшего их развития не обнаружено. Таким образом, образование и развитие трещин происходило в два этапа. На первом этапе появились поверхностные трещины, вызванные остыванием верхнего слоя бетона относительно нижележащих слоев; на втором этапе, вследствие остывания всей конструкции относительно основания, произошло превращение поверхностных трещин в сквозные.

Представленные примеры трещинообразования свидетельствуют о том, что проблему термического трещинообразования в плотинах из укатанного бетона нельзя считать решенной. Поэтому на основе анализа и обобщения опыта проектирования и строительства бетонных плотин в АО НИИЭС автором были разработаны «Рекомендации по обеспечению термической трещиностойкости плотин из укатанного бетона», основное содержание которых представлено ниже. Вторая редакция этих Рекомендаций в качестве приложения вошла в состав «Рекомендаций по строительству и реконструкции плотин из укатанного бетона с обеспечением их термической трещиностойкости», разработанных в АО НИИЭС в 1994 г. в соавторстве с А.Д.Осиповым, О.Д.Рубиным, С.Н.Семененком, С.В.Шаркуновым.

## **1. Основные положения Рекомендаций**

1.1. Рекомендации распространяются на область проектирования, строительства, реконструкции и ремонта бетонных плотин, возводимых целиком или частично из укатанного бетона, и устанавливают дополнительные требования к конструкции плотины, технологии ее возведения и к материалам для приготовления бетона, исходя из недопущения сквозных температурных трещин в сооружении. Расчеты плотин на температурные воздействия осуществляются согласно действующим нормам (СНиП 2.06.06-85 «Плотины бетонные и железобетонные», СНиП 2.06.08-87 «Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений»).

1.2. При проектировании и строительстве плотин с применением укатанного бетона для исключения термического трещинообразования рекомендуется разрабатывать комплекс мероприятий температурного регулирования, включающий взаимосвязанные конструктивные и технологические решения, а также учитывающий вопросы материаловедения и оптимизации составов бетона.

1.3. При реконструкции и ремонте сооружений с применением укатанного бетона выбор конструктивных и технологических решений определяется характеристиками сооружения, объемом, сроками и условиями производства бетонных работ. Приоритетность тех или иных вопросов в этих случаях должна решаться в увязке с конкретной ситуацией на существующей плотине и с доступной технологией укладки бетона.

1.4. По степени использования укатанного бетона и соответственно по уровню снижения опасности термического трещинообразования плотины предлагается разделить на три вида: плотины из укатанного бетона во внутренней зоне и обычного бетона в наружных зонах; плотины целиком из укатанного бетона; смешанные грунтово-бетонные плотины (комбинированные конструкции).

1.5. В зависимости от содержания цемента, оказывающего влияние на термонапряженное состояние, различают следующие типы укатанного бетона: низкоцементный, особо тощий бетон, к которому предъявляются требования только по плотности и прочности на сжатие (содержание вяжущих не более  $100 \text{ кг/м}^3$ ); бетон по японскому методу строительства плотин RCD (среднее содержание вяжущих  $120 - 130 \text{ кг/м}^3$ ); бетон со средним содержанием вяжущих материалов (не более  $150 \text{ кг/м}^3$ ); бетон с повышенным содержанием вяжущих материалов (более  $150 \text{ кг/м}^3$ ), благодаря чему достигаются требуемые характеристики по водонепроницаемости, морозостойкости, удобоукладываемости, качеству контакта между слоями, прочности на сжатие и (или) растяжение.

1.6. В плотинах из укатанного бетона, расположенных в районах континентального климата, основным средством защиты от неблагоприятных температурных воздействий эксплуатационного периода является устройство поперечных швов или швов-надрезов на верховой и низовой гранях плотины с шагом  $10 - 15 \text{ м}$ .

1.7. Для плотин из укатанного бетона, возводимых послойным методом в условиях сурового климата, основное внимание

в строительный период должно быть обращено на защиту больших горизонтальных поверхностей (особенно в плотинах без сквозных температурно-усадочных швов) от резких колебаний температуры в весенний и осенний периоды. При этом целесообразно предусматривать утепление верхней поверхности бетонной кладки и прекращение бетонирования на зимний период.

1.8. При решении вопросов термической трещиностойкости плотин из укатанного бетона среди температурных воздействий, помимо тепловыделения цемента, необходимо учитывать колебания температуры наружного воздуха, в том числе с сезонной и суточной периодичностью.

## 2. Характеристика мероприятий по предотвращению термического трещинообразования

2.1. По назначению и способам, обеспечивающим выполнение поставленной задачи, мероприятия по предотвращению термического трещинообразования предлагается разделить на следующие группы: конструктивные, технологические, материаловедческие.

Эта классификация является условной, так как целый ряд мер можно считать смешанными.

2.2. При проектировании и строительстве плотины следует разрабатывать мероприятия, определяющие:

конструкцию, размеры характерных элементов плотины и условия их взаимодействия между собой и с основанием;

температурный режим бетона;

свойства бетона, влияющие на его трещиностойкость;

интенсивность и регулярность наращивания плотины в высоту.

2.3. Применение укатанного бетона предопределяет следующие, благоприятные с точки зрения термонапряженного состояния условия:

пониженное содержание цемента;

использование относительно низких слоев (блоков);

сокращение перерывов в укладке смежных по высоте блоков;

более регулярное наращивание сооружения в высоту по сравнению с плотинами, возводимыми из обычного бетона со столбчатой разрезкой на блоки;

отсутствие существенной разницы в отметках уложенного бетона по фронту плотины, что исключает дополнительные перепады температуры и контактирование блоков, уложенных в разное время;

повышение деформативности бетона (снижение модуля упру-

гости, повышение меры ползучести) по сравнению с обычным вибрированным бетоном.

По сравнению с плотинами из вибрированного бетона, имеющими столбчатую разрезку на блоки, плотины из укатанного бетона позволяют существенно сократить затраты на мероприятия по обеспечению термической трещиностойкости и на омоноличивание строительных швов. Использование укатанного бетона обеспечивает также благоприятные условия для повышения интенсивности бетонных работ, сокращения объема привозных строительных материалов, уменьшения численности строительных рабочих и т.п. По сравнению с плотинами из обычного бетона, возводимыми послойным методом с секционной разрезкой на блоки, плотины из укатанного бетона имеют преимущества: снижение содержания цемента; снижение трудозатрат на укладке бетона, уменьшение затрат на регулирование температуры бетона; повышение доли механизации строительных работ.

2.4. При использования укатанного бетона следует учитывать: пониженные значения прочности на осевое растяжение и предельной растяжимости укатанного бетона (в основном за счет применения бетона низких классов по прочности на сжатие);

большую площадь укладки бетонной смеси, что делает внутренние зоны сооружения уязвимыми к воздействию резких колебаний температуры в весенний и осенний периоды года;

затруднения с зимним бетонированием, что требует либо устройства шатра над поверхностью большого участка сооружения, либо сезонных перерывов в бетонировании с утеплением поверхности блока на зиму эффективным слоем теплоизоляции.

### 3. Учет конструктивных особенностей плотин из укатанного бетона

3.1. Особенности конструктивных элементов плотин из укатанного бетона с точки зрения термонапряженного состояния связаны, главным образом, с расстоянием между межсекционными швами или швами-надрезами и с устройством защитных (облицовочных) зон.

3.2. При выборе размера секций, расстояния между межсекционными швами или швами-надрезами следует учитывать: климатические условия; условия сработки водохранилища и пропуска паводковых вод через водослив; вероятность пространственной работы плотины в случае относительно узкого каньона ( $L/H < 4-5$ ); возможность отказа от сплошных межсекционных швов в пользу швов-надрезов, устраиваемых со стороны верховой и нижней граней плотины.

3.3. Проектировать плотины без межсекционных швов или швов-надрезов не рекомендуется, так как в этом случае вероятно появление вертикальных сквозных температурных трещин, по которым может происходить фильтрация воды.

3.4. Наиболее оптимальным решением по разрезке является устройство швов-надрезов глубиной 3 — 6 м с шагом 15 — 30 м, причем швы-надрезы должны располагаться у верховой и низовой граней в совпадающих поперечных сечениях плотины. Шаг швов-надрезов выбирается в зависимости от климатических условий района строительства (например, 15 м — в особо суровых условиях, 20 м — в районах сурового климата и 30 м — в относительно благоприятных климатических условиях).

3.5. Назначение швов-надрезов заключается в разгрузке наружных зон плотины от растягивающих напряжений, возникающих за счет остывания бетонного массива и колебаний температуры наружной среды (воды или воздуха). Вторая задача, решаемая с помощью швов-надрезов, — создание организованных температурных трещин на продолжении шва с гарантией сохранности напорного фронта плотины. В этих целях шов-надрез рекомендуется заканчивать прямолинейным участком без дренажной трубы и горизонтального армирования.

3.6. Швы-надрезы со стороны напорной грани оснащаются уплотняющими и дренажными элементами, как в случае обычных температурно-осадочных швов.

3.7. Швы-надрезы у низовой грани не следует оснащать шпонками, если только швы не выходят на водосливную грань.

3.8. Выбранные глубина и шаг швов-надрезов проверяются на основе анализа расчетов температурного режима и термонапряженного состояния плотины в периоды ее строительства, пуска в эксплуатацию и нормальной эксплуатации сооружения. При этом следует учитывать технологические требования к минимальной ширине участка между швами со стороны верховой и низовой граней, не препятствующей нормальному процессу укладки укатанного бетона (как правило 5 — 6 м).

3.9. Глубина швов-надрезов должна быть увязана с толщиной наружных облицовочных зон сооружения, выполняемых из вибрированного или укатанного бетона, что определяется технологией доставки, разгрузки, разравнивания и уплотнения бетонной смеси. В том случае, если толщина зон облицовочного бетона принята в пределах 1 — 1,5 м, следует учитывать, что такое решение исключает применение одинаковой технологии доставки, разгрузки

и разравнивания бетонной смеси для облицовочного и укатанного бетона. В этом случае вдоль шва-надреза укладывают обычную (вибрируемую) бетонную смесь, по крайней мере в зоне шпонок, уплотнений, дренажных труб. Минимальная ширина вибрируемого бетона вдоль шва-надреза должна составлять 40 — 50 см в каждую сторону от плоскости шва. Концевой участок шва-надреза может размещаться в зоне укатанного бетона.

3.10. Как правило, швы-надрезы рекомендуется устраивать, начиная от подошвы сооружения и кончая гребнем плотины. На верхних отметках допускается переходить от швов-надрезов к сквозному межсекционному шву, если это признано необходимым в целях исключения температурных трещин на гребне плотины. Устройство сквозных швов в укатанном бетоне осуществимо, но с некоторыми осложнениями в производстве работ, поэтому на верхних отметках укатанный бетон может быть заменен вибрированным.

3.11. При выборе толщины наружных (облицовочных) зон сооружения, выполняемых из вибрированного бетона, по условиям термической трещиностойкости рекомендуется назначать эту толщину минимальной. Допускается полный отказ от вибрированного бетона как защитной рубашки укатанного бетона, если удается подобрать и применить такой состав укатанного бетона, который обеспечивает соблюдение требований по водонепроницаемости, морозостойкости и качеству горизонтальных блочных швов. Практика показала, что такие составы укатанного бетона могут быть подобраны. В этом случае толщина наружных зон с повышенными требованиями по водонепроницаемости и (или) морозостойкости назначается в пределах требуемой по расчетам, но не менее 2,5 — 3 м для того, чтобы обеспечить возможность применения зональной укладки двух составов укатанного бетона по единой технологии.

#### **4. Технологические мероприятия по предотвращению термического трещинообразования**

4.1. Технология производства работ и общая организация бетонирования плотины, исходя из требований предотвращения температурного трещинообразования, должны удовлетворять следующим оптимальным условиям:

равномерное наращивание сооружения в высоту с примерно постоянной интенсивностью бетонных работ;

одновременное возведение всей плотины от берега до берега или той ее части, которая выделена для бетонирования как от-

дельный этап строительства с выполнением теплозащитных мер на границе со следующим этапом возведения плотины;

при зимнем бетонировании применение укатанного бетона возможно в том случае, когда над участком сооружения устраивается шатер с обогревом в нем воздуха до  $1 - 3^{\circ}\text{C}$ , либо при разработке иных специальных технических решений;

в случае сезонного выполнения бетонных работ остановка на зимний период должна сопровождаться устройством теплоизоляции на поверхности уложенного бетона, причем теплоизоляция должна быть эквивалентна слою бетона толщиной 5 — 6 м.

4.2. Для регулирования температурного режима бетонной кладки могут быть применены:

снижение содержания цемента (см. раздел 5 Рекомендаций);

предварительное охлаждение бетонной смеси;

охлаждение поверхности бетона путем полива или увлажнения (с использованием эффекта дополнительного отбора тепла при испарении);

оптимизация графика укладки бетона;

теплоизоляция (временная или сезонная);

трубное охлаждение как исключительная мера, применяемая только в том случае, когда по условиям пуска плотины в эксплуатацию она должна быть охлаждена, например для цементации радиальных швов в арочных или арочно-гравитационных плотинах.

Наиболее экономичным и в целом ряде случаев достаточным мероприятием является поверхностное охлаждение бетонной кладки путем периодического увлажнения или полива холодной водой.

4.3. Ввиду низкого содержания цемента экзотермический разогрев укатанного бетона при высоте блоков (слоев) до 0,4 м, как правило, не превышает  $7 - 10^{\circ}\text{C}$ . В этих условиях применение предварительного охлаждения бетонной смеси может давать весьма ограниченный эффект. При высоте блока 0,5 — 1,0 м и при перерывах в укладке смежных блоков до 5 суток охлаждение бетонной смеси может оказаться целесообразным, если другие мероприятия не дают требуемого снижения максимальной температуры.

4.4. Для охлаждения бетонной смеси может быть использовано:

охлаждение воды затворения;

применение чешуйчатого льда вместо части воды затворения;

охлаждение крупного заполнителя.

Самым эффективным является введение чешуйчатого льда, что

позволяет снизить температуру бетонной смеси на  $6 - 12^{\circ}\text{C}$  (при замене 70% воды затворения, если естественная влажность песка и крупного заполнителя позволяют осуществить такую замену). Следующим по эффективности мероприятием служит охлаждение крупного заполнителя, что может дать снижение температуры на  $7 - 10^{\circ}\text{C}$ .

Крупный заполнитель охлаждается несколькими способами:

- продувкой холодным воздухом;
- пропуском холодной воды через бункер с заполнителем;
- ускоренным испарением поверхностной влаги (например, потоком воздуха на ленте транспортера);
- естественным выдерживанием в холодное время года с постепенным накоплением большой массы заполнителя или путем пересыпания заполнителя экскаватором из одного отвала в другой в зимних условиях.

Охлаждение воды затворения позволяет снизить температуру бетонной смеси всего на  $2 - 4^{\circ}\text{C}$ , ввиду чего эта мера считается, как правило, нерациональной.

4.5. Периодическое увлажнение поверхности уложенного слоя, помимо его обязательного применения как средства влажностного ухода за бетоном, позволяет регулировать температуру при условии, что влажность воздуха и скорость ветра позволяют использовать эффект испарения. Значимость этой меры оценивается либо на опытных блоках, либо в начальный период строительства путем организации наблюдений за температурным режимом бетона на поверхности и в глубине слоя до его перекрытия следующим слоем. В случае, если наблюдения покажут малую эффективность увлажнения как средства охлаждения, может быть использован полив холодной водой.

4.6. Охлаждение путем полива холодной водой требует осуществления определенных мероприятий: подвода и отвода воды; организации полива по картам так, чтобы не препятствовать укладке бетона на соседних картах; устройства регулярного уклона поверхности блоков ( $i = 0,005$ ).

Полив водой может быть начат сразу после окончания уплотнения слоя виброкатком и продолжаться почти весь перерыв в укладке смежных по высоте слоев. Целесообразность поверхностного полива связана с перерывами в укладке блоков. Если они не превышают в среднем 2-х суток, такое мероприятие становится нерациональным.

4.7. Трубное охлаждение бетонной кладки в плотинах из ука

танного бетона практически не применяется. Однако по мере расширения области использования технологии укатанного бетона на арочные и арочно-гравитационные плотины, это мероприятие может стать неизбежным, если исходить из традиционных требований к цементации радиальных (межсекционных) швов в таких плотинах. Примеры устройства цементируемых радиальных швов в арочных плотинах из укатанного бетона (по принципу пунктирных швов-трещин в сочетании со швами-надрезами со стороны напорной грани) известны из практики плотиностроения в ЮАР.

4.8. Оптимизация графика укладки бетона как средства регулирования температурного режима в период строительства производится исходя из следующих положений:

для укатанного бетона высота слоя (блока) может колебаться от 0,3 до 1,0 м; наиболее употребляемые значения высоты слоя 0,3 — 0,4 м;

перерывы в укладке смежных по высоте слоев колеблются от нескольких часов до 7 — 10 суток; наиболее приемлемыми считаются перерывы 1 — 2 дня при высоте слоя 0,3 — 0,4 м и 5 — 7 дней при высоте слоя 0,7 — 1,0 м;

увеличение перерывов в укладке слоев приводит к снижению максимальной температуры экзотермического разогрева;

повышение высоты слоя при сохранении постоянными перерывы в укладке смежных слоев вызывает рост максимальной температуры экзотермического разогрева.

Выбор оптимального графика укладки бетона (высота слоя, средний перерыв) при условии, что его физико-механические характеристики определены для конкретного состава бетона сооружения, осуществляется на основе расчетных исследований.

4.9. Устройство временной теплоизоляции поверхностей бетона, также как и в плотинах из вибрированного бетона, является необходимым мероприятием в период строительства в условиях сурового климата. Наиболее эффективно — устройство теплоизоляции (либо оставление теплой опалубки) на наружных гранях в период первой зимы после бетонирования. Эта мера позволяет избежать появления поверхностных трещин, некоторые из которых могут в дальнейшем перейти в сквозные. Теплоизоляция наружных граней снижает или исключает температурные раскрытия строительных швов.

В этих же целях может быть рекомендована постоянная теплоизоляция низовой грани, выполненная, например, из сборных

железобетонных элементов с полостями, заполненными легким пористым материалом. При укладке укатанного бетона железобетонные элементы выполняют роль опалубки. В период эксплуатации в особо суровых климатических условиях такая теплоизоляция позволяет существенно уменьшить глубину раскрытия горизонтальных блочных швов с низовой стороны, что одновременно снижает опасность раскрытия швов со стороны напорной грани. Особое значение при сезонной остановке укладки бетона (см. п. 4.1) имеет теплоизоляция на поверхности ранее уложенного укатанного бетона, которая должна быть защищена в зимний период от больших перепадов температуры.

## 5. Вопросы материаловедения и их учет в плотинах из укатанного бетона

5.1. Вопросы материаловедения, влияющие на термическую трещиностойкость массивных бетонных сооружений из укатанного бетона, связаны со следующими мероприятиями: выбором типа вяжущих и цемента; снижением расхода вяжущих и, в первую очередь, клинкерной его составляющей; оптимизацией состава бетона путем подбора рационального зернового состава заполнителей, обеспечивающего низкое содержание цемента; изучением и регулированием основных физико-механических характеристик укатанного бетона.

5.2. Выбор материалов для бетона, прежде всего цемента, пуццолановых добавок или тонкомолотых инертных материалов (в виде отходов производства или искусственно приготовленных), является определяющим при решении задачи максимально возможного уменьшения расхода чисто клинкерной части вяжущих и, тем самым, существенного снижения максимальной температуры бетона.

5.3. При выборе типа цемента предпочтение отдается низко-термичным белитовым цементам, клинкер которых имеет расчетное содержание минералов  $C_3S$  не более 50% и  $C_2A$  не более 8%. Сульфатостойкий портландцемент также относится к цементам с пониженной экзотермией. Минералогический состав такого клинкера в соответствии с ГОСТ 22260-80 должен удовлетворять следующим требованиям: содержание  $C_3S$  до 50%;  $C_2A$  до 5% и  $(C_3A+C_4AF)$  до 22%.

5.4. Рекомендуются, чтобы расчетная теплота гидратации цементов, предназначенных для бетона массивных гидротехнических сооружений, была не более 50 ккал/кг через 3 суток и 60 ккал/кг через 7 суток. Расчетное тепловыделение портландцементов

при известном минералогическом составе клинкера может быть определено по ГОСТ 310.580 «Цементы. Методы определения теплоты гидратации.»

5.5. Для укатанного бетона рекомендуется применять либо смесь портландцемента с пуццолановыми добавками, либо шлакопортландцемент (при содержании шлака от 30 до 75%). Весьма эффективной является смесь портландцемента с тонкомолотыми минеральными веществами типа известковой муки, свежеизмельченной каменной муки и т.п.

5.6. Введение в портландцемент пуццолановых добавок (диатомит, трепел, опока, вулканические пеплы и туфы, золошлаковые материалы, получаемые при сжигании углей на ТЭС) и инертных минеральных добавок, обладающих небольшими пуццолановыми свойствами, снижает тепловыделение смешанного вяжущего, но это снижение не всегда оказывается пропорциональным количеству вводимой добавки. Применение специальных цементов позволяет снизить удельное тепловыделение вяжущего на 20 — 30%.

При выборе пуццоланы следует руководствоваться действующими нормами или ТУ, возможностью ее доставки на стройплощадку и эффективностью в бетоне, что устанавливается при подборе составов бетона. Тепловыделение смешанного вяжущего рекомендуется определять прямыми экспериментами в адиабатическом калориметре.

5.7. Самым эффективным мероприятием с точки зрения термички бетона является снижение расхода цемента, что наиболее полно реализуется в укатанном бетоне с особо жесткой консистенцией бетонной смеси. Кроме того, снижение расхода цемента может быть получено за счет введения повышенного процента золы-уноса, молотых шлаков, естественных и искусственных пуццолановых материалов и т.п., что позволяет получить малоцементный бетон с умеренной жесткостью бетонной смеси, повышенной водонепроницаемостью и морозостойкостью. Применение такого бетона становится возможным не только во внутренней зоне плотины, но и для наружных (защитных) зон, где ставятся требования по водонепроницаемости и (или) морозостойкости. Во внутренней зоне плотины укатанный бетон с повышенным расходом золошлаковых материалов позволяет отказаться от применения подстилающего слоя в горизонтальных швах, что дает определенные технологические преимущества.

5.8. Для снижения расхода чистоклинкерной составляющей

вяжущего в укатанном бетоне важное значение имеет подбор оптимального состава бетона и, в частности, выбор типа мелкого и крупного заполнителя, при этом не следует исходить только из естественной гранулометрии материалов в имеющемся карьере, но и предусматривать использование искусственных материалов (каменной пыли, песка и щебня) в том или ином сочетании с естественными заполнителями. Для укатанного бетона нередко применяют только искусственные материалы, получаемые дроблением скальных пород из полезных выемок и специальных карьеров.

5.9. Численные показатели физико-механических характеристик укатанного бетона, определяемые на основе специальных экспериментальных исследований, должны охватывать следующие параметры: плотность, удельную теплоемкость, коэффициент теплопроводности; коэффициент температуропроводности, удельное тепловыделение цемента; коэффициент линейного расширения; модуль упругости, коэффициент Пуассона; меру ползучести или коэффициент релаксации напряжений; предельную растяжимость; прочность при осевом растяжении.

5.10. По сравнению с обычным вибрированным бетоном укатанный бетон имеет пониженный модуль упругости и повышенную ползучесть. Остальные показатели в целом мало отличаются от обычного бетона того же класса по прочности на сжатие. При этом диапазон колебаний в свойствах бетона достаточно велик, что вынуждает проводить специальные экспериментальные исследования после того, как определены (выбраны) материалы для приготовления бетона и его оптимальный состав.

5.11. Для оптимизации основных физико-механических характеристик бетона рекомендуются следующие способы:

при выборе типа заполнителей, если имеется такая возможность, предпочтение должно отдаваться применению гравия или щебня из таких пород, как гранит, базальт, некоторые типы известняков для того, чтобы получить наименьшую величину коэффициента линейного расширения бетона;

использование ряда пуццолановых материалов позволяет увеличить срок набора бетоном прочности, модуля упругости и других характеристик, причем в начальный период характеристики деформативности бетона становятся более благоприятными с точки зрения термических напряжений строительного периода. Этот фактор рекомендуется учитывать при проектировании составов бетона;

необходимо использовать во внутренней зоне плотин бетон с прочностью на сжатие, удовлетворяющей требуемым по проекту показателям с минимальным запасом, что позволяет в более полной мере снизить расход цемента.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Yonezawa T., Takahi K., Yamaguchi Y., Jikan S. Measurement and analysis of cracks caused by thermal stress in mass concrete. // Proc. 16-th ICOLD. San Francisco. V.3. Q.62. R.4. 1988.
2. Forbes B.A. The development and testing of roller compacted concrete for dams in Australia. // Proc. 16-th ICOLD Congress. San Francisco. V.3. Q.62. R.6. 1988.
3. Schrader E.K., Namikas D. Performance of roller compacted concrete dams. // Proc. 16-th ICOLD Congress. San Francisco. V.3. Q.62. R.19. 1988.
4. Bouyge B., Martin J.P., Jensen A., Lantheaume S. La fissuration des barrages en bton compacté au rouleau. Exemple du barrage des Olivettes. // Bull. Liaison labo Ponts et Chaussées. №162. Juil-aout 1989.
5. Wu Linsen, Yuan Jianzhong, Xu Xianbang. Конструкция бетонной гравитационной перемычки из укатанного бетона на строительстве гидроузла Yantan. // Шуйли Фадянь. Water Power. N9. 1989.
6. Ding Baoging, Luo Changguan, Huang Jiali. Исследование температурных напряжений и причин трещинообразования в перемычке гидроузла Yantan, возводимой из укатанного бетона. - Шуйли Фадянь // Water Power. N9. 1989.
7. Bouyge B., Martin J.P. Economy and Quality in RCC Dams. // Intern. Symposium on RCC dams. Beijing. China. November 6-9. 1991.
8. Zhang Zhongqing. Shape design and stress analysis of RCC arch dam. // Intern. Symposium on RCC dams. Beijing. China. Nov. 6-9. 1991.
9. Denis B., Fayel M., Garnier G., Guerinet M. French approach to thermo-mechanics in RCC dams. Experimental application to the Riou dam. // Intern. Symposium on RCC dams. Beijing. China. November 6-9. 1991.
10. Feng Dabin. The RCC cofferdam for Yantan Hydroelectric Project. // Intern. Symposium on RCC dams. Beijing. China. November 6-9. 1991.
11. Lorenzo A.C., Calivari S.S. Behavior of Urugua-I Dam. // Intern. Symposium on RCC dams. Beijing. China. November 6-9. 1991.
12. Richardson A.T. Performance of Upper Stillwater Dam. // Intern. Symposium on RCC dams. Beijing. China. November 6-9. 1991.
13. Nayak G.C. Construction control performance and Instrumentation of RCC Dams. // Course on RCC for Dams. University of Roorkee. October 4-9. 1993.
14. Wang Baile, Wang Donggeng, He Yingqiang. Construction of the Puding RCC arch dam. // International Journal on Hydropower & Dams. Vol.1, No2. March 1994.
15. Richardson A. Remedial works to cracks caused by thermal stress. Upper Stillwater Dam. USA. // Bull. ICOLD «Control, Accommodation and Repair of Cracks in Concrete Dams». Draft. 1994.

## ОЦЕНКА ДОСТОВЕРНОСТИ МАТЕМАТИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ ГРУНТОВ ДЛЯ ЧИСЛЕННЫХ РАСЧЕТОВ ПОВЕДЕНИЯ ГРУНТОВЫХ ПЛОТИН

*Ляпичев Ю.П., доктор техн. наук (РУДН)*

Рассматриваемые ниже классификация и рекомендации по выбору математических моделей грунтовых материалов плотин предложены в новый бюллетень Международной комиссии по большим плотинам (ICOLD) «Достоверность и применимость вычислительных программ расчета плотин» [1]. Автор настоящей статьи подготовил этот раздел бюллетеня, позволяющий рассмотреть выбор наиболее рациональных и проверенных моделей грунтов для численных расчетов грунтовых плотин, а также дать возможность для сравнения новых моделей с наиболее распространенными моделями в современной мировой практике расчетов.

В предлагаемой статье рассматриваются математические модели грунтов, применяемые только в статических численных расчетах. Динамические и вязко-пластические модели грунтов в статье не рассматриваются.

### **Нелинейно-упругие модели**

Этот тип моделей грунтов является наиболее простым и широко применяемым. Упругие модули (модуль Юнга,  $E$ , и коэффициент Пуассона,  $\nu$ , или модули объемной деформации,  $B$ , и сдвига,  $G$ ) принимаются нелинейно зависящими от напряжений. Эти модели включают до 9 параметров, определяемых из стандартных трехосных испытаний грунтов.

Среди этих моделей наиболее известная и распространенная — гиперболическая модель Дункана-Чанга, широко используемая в большинстве статических расчетов грунтовых плотин. Как показывает обширный опыт применения этой модели, результаты расчетов напряженно-деформированного состояния (НДС) земляных плотин могут соответствовать натурным данным, если в глинистых элементах этих плотин во время строительства не возникает заметное поровое давление, что встречается достаточно редко.

Главным недостатком этих моделей является то, что все деформации грунта принимаются упругими, и направление приращения напряжений зависит от направления приращения деформаций. Однако это допущение несправедливо для грунтовых

плотин, в которых во время наполнения и опорожнения верхнего бьефа происходит поворот осей главных напряжений и изменение направления нагрузки. Таким образом, эти модели не учитывают влияние пути нагружения и не могут моделировать важный эффект дилатансии уплотненных грунтов и их нелинейное поведение при разгрузке-повторной нагрузке. Поэтому эти модели рекомендуются использовать только для статических расчетов земляных однородных плотин из несвязных грунтов.

#### **Упругие идеально-пластические модели**

Математическая теория пластичности является хорошей основой для разработки различных моделей грунтов. Различные комбинации функций нагружения, течения и законов упрочнения используются в различных моделях, моделирующих сложное поведение грунтов при монотонном (статическом) и циклическом нагружении. Среди этих моделей наиболее простыми являются упругие идеально-пластические модели с поверхностью нагружения (течения), совпадающей с предельной поверхностью Мора-Кулона, Мизеса и Друкера-Прагера. Однако, применение этих моделей для численного моделирования поведения грунтовых плотин не дало положительного результата. Например, использование поверхности нагружения Мора-Кулона с ассоциированным законом течения приводит к сильному завышению дилатансии несвязных грунтов. Переход на неассоциированный закон течения лишь частично улучшает результаты расчетов полных напряжений в недренируемых водонасыщенных грунтах.

#### **Упруго-пластические упрочняющиеся модели**

Применение изотропных, кинематических и изотропно-кинематических законов упрочнения с упрочнением вследствие пластических объемных и сдвиговых деформаций привело к появлению большой группы моделей различной сложности.

Среди этих моделей следует выделить группу моделей критического состояния (КС-модели), модель Мроза-Норриса с бесконечным числом поверхностей, модель Лейда, модель Нова, модель Превоста, модель Дафейлиса и Хермана с граничной поверхностью пластичности, модель Зарецкого [3 - 11] и некоторые другие модели [12, 13].

В настоящее время только группа упруго-пластических упрочняющихся моделей может удовлетворительно описывать поведение грунтов в плотине. Список 10 основных этих моделей с главными их характеристиками дан в таблице 1.

Таблица 1

## Основные упруго-пластические упрочняющиеся модели грунтов

№	Модель	Типы грунтов	Типы нагрузки	Типы формулировки
1	КС-модели (включая модель Кэм-Клей)	Нормально уплотненные, слабо переплотненные глины	Монотонная	Изотропное упрочнение, ассоциированный закон течения
2	Модель Дафейлиса и Хермана	Глины, пески	Монотонная, циклическая, кратковременная	Кинематическое упрочнение, ассоциированный закон течения
3	Модель Зенкевича	Глины, пески	Циклическая, кратковременная	Эмперическое изотропное упрочнение, ассоциированный закон течения
4	Модель Мроза-Норриса	Глины	Монотонная, циклическая, кратковременная	Кинематическое упрочнение, ассоциированный закон течения
5	Модель Лейда	Пески	Монотонная	Изотропное кинематическое упрочнение, ассоциированный и неассоциированный законы течения
6	Многослойные модели	Глины	Монотонная	Изотропное кинематическое упрочнение, ассоциированный и неассоциированный законы течения
7	Модель Нова	Все грунты	Монотонная, циклическая, кратковременная	Изотропное кинематическое упрочнение, ассоциированный и неассоциированный законы течения
8	Модель Превоста	Все грунты	Монотонная, циклическая, кратковременная	Кинематическое упрочнение, неассоциированный закон течения
9	Модель РС	Глины	Монотонная, циклическая, кратковременная	Кинематическое упрочнение, неассоциированный закон течения
10	Модель Зарецкого	Все грунты	Монотонная, циклическая, кратковременная	Изотропное упрочнение, неассоциированный закон течения

КС-модель и прежде всего модифицированная модель Кэм-Клей (МКК-модель) являются основой для многих (около 30) моделей этого типа для описания поведения грунта при монотонном и циклическом нагружении и поэтому они поставлены первыми в таблице 1.

Остальные модели поставлены в алфавитном порядке, хотя многие из них являются модификациями КС-модели (модели №2, 4, 6, 7 и 9). В типе формулировки модели указан тип закона течения (ассоциированный или неассоциированный), а также тип закона упрочнения.

КС-модель была первоначально разработана группой проф. Роско в Кэмбридже в 1963 году для нормально уплотненных и слабо переуплотненных глин (коэффициент переуплотнения не более 2,0). КС-модель является очень простой моделью с 4-5 параметрами, способными качественно прогнозировать поведение грунтов.

КС-модель имеет следующие основные характеристики:

КС-модель вполне достоверно прогнозирует объемные и в меньшей степени касательные деформации (занижая последние), а также предельные напряжения в нормально уплотненных глинах при дренированных трехосных испытаниях;

величина коэффициента  $K_0$  (отношение между горизонтальным и вертикальным нормальным напряжением) во всех случаях остается завышенной.

Прогноз уровня касательных деформаций при монотонном нагружении также важен, как и прогноз предельных напряжений, если модель грунта используется и при действии циклических и кратковременных нагрузок. В численных расчетах грунтовых плотин трудно переоценить важность начальных напряжений и модель грунта играет важную роль в прогнозе предельных начальных напряжений через величину коэффициента  $K_0$ .

С учетом выше изложенного в таблице 2 приведены данные прогноза (с помощью упруго-пластических упрочняющихся моделей грунтов) осевых деформаций ( $\epsilon_a$ ) в нормально уплотненных глинах и песках при 90% предельной нагрузки ( $q_f$ ), равной разнице главных напряжений в недренированных трехосных испытаниях. Из этой таблицы видно, что большинство моделей грунтов, включая КС-модели, существенно занижают осевые деформации грунтов за исключением моделей Дафейлиса и Хермана, Превоста и Зарецкого.

Подобные результаты получены и для переуплотненных глин (в недренированных трехосных опытах), приведенные в таблице 3.

Таблица 1

Сравнение основных упруго-пластических упрочняющихся моделей грунтов для прогноза поведения нормально уплотненных глин и песков

№	Модель грунта	Ошибка в прогнозе осевой деформации $\epsilon_a$ при нагрузке 0,9 предельной $q_p$ , %	Расчетная осевая деформация $\epsilon_a$ при нагрузке 0,9 $q_p$ , %
1	КС-модели (включая модель Кэм-Клэй)	-200	1
2	Модель Дафейлиса и Хермана	$\approx 0$	10
3	Модель Мроза-Норриса	-72	2
4	Модель Нова	-85	3
5	Модель Превоста	$\approx 0$	-
6	Модель РС	166	1,2
7	Модель Зарецкого	$\approx 0$	6-8

Таблица 2

Сравнение основных упруго-пластических упрочняющихся моделей грунтов для прогноза поведения переуплотненных глин

№	Модель	Ошибка в прогнозе удельного сопротивления сдвигу, %	Ошибка в прогнозе осевой деформации $\epsilon_a$ при нагрузке 0,9 предела прочности на сдвиг, %	Ошибка в прогнозе порового давления при разрушении, %
1	КС-модели	+2	-360	$\approx 0$
2	Модель Дафейлиса и Хермана	<1	$\approx 0$	$\approx 0$
3	Модель Мроза-Норриса	+6	-300	$\approx 0$
4	Модель Превоста	0	$\approx 0$	-
5	Модель РС	+8	-	-8
6	Модель Зарецкого	<2	$\approx 0$	-

Из таблицы 3 видно, что за исключением моделей Мроза-Нор-риса и РС все модели вполне достоверно прогнозируют предельное сопротивление сдвигу и поровое давление при разрушении этих глин. Первая модель Превоста учитывала только полные напряжения в глинах и поэтому она не могла прогнозировать поровое давление. Во второй модели Превоста учитывались эффективные напряжения в глинах, однако данные по поровому давлению в недренированных трехосных опытах отсутствуют. За исключением моделей Мроза-Нор-риса, Лейда и Зарецкого ни одна из моделей, перечисленных в таблице 1, не позволяет достоверно прогнозировать величины коэффициентов  $K_0$  в переуплотненных глинах. Результаты расчетов этих коэффициентов с помощью моделей Нова и Превоста не известны.

Таким образом, основным недостатком КС-моделей, в том числе модели Кэм-Клей является заниженная деформативность грунтов и завышенное отношение между горизонтальными и вертикальными нормальными напряжениями (коэффициент  $K_0$ ). Первый недостаток приводит к тому, что эти модели не могут успешно применяться для циклических и кратковременных нагрузок. Второй - затрудняет достоверный прогноз начальных напряжений, что, как уже отмечалось, имеет важное значение в численных расчетах грунтовых плотин.

В таблице 4 приведена качественная оценка 10 основных упруго-пластических упрочняющихся моделей по трем ранее рассмотренным критериям прогноза поведения грунтов. В этой таблице приняты три уровня оценки: Р — низкая, G — хорошая, 0 — оценка затруднена.

Первая модифицированная модель Кэм-Клей (МКК-модель) с эллиптической поверхностью нагружения, предложенная Роско и Барлендом в 1968 г. характеризуется нулевой дилатансией грунта в его предельном состоянии и вполне достоверно прогнозирует объемные деформации грунта в зависимости от истории нагружения. Модель дает наилучшие результаты прогноза поведения грунтов при траекториях нагружения, близких к радиальным и ведущим в субкритическую зону упрочнения (справа от оси эллипса). Подобные траектории нагружения наблюдаются при сплошной равномерной отсыпке грунта в плотину. Модель вполне достоверно прогнозирует единую граничную поверхность и зависимость пористости грунта от критических напряжений.

Несмотря на то, что МКК-модель не вполне точно прогнозирует сложное поведение грунтов, особенно при повороте напряжений, она имеет ряд преимуществ перед другими более сложными моделями: ясный физический смысл и простота определения ее 4 – 5 параметров из результатов стандартных трехосных или сдвиговых и компрессионных испытаний грунтов, а также обширная база многочисленных данных параметров модели различных грунтов.

Таблица

*Качественная оценка 10 основных упруго-пластических упрочняющихся моделей грунтов*

Критерии прогноза поведения грунтов	КС-модели (в т.ч. Кэм-Клэй)	Модель Даффейлиса и Херман	Модель Зенкевича	Модель Мрза- Норрис	Модель Лейда	Многослойные модели	Модель Нова	Модель Превоста	Модель РС	Модель Зарецкого
Нормально уплотненные грунты: прогноз деформаций в недренированных трехосных опытах	G	G	P	P	G	P	P	G	P	G
Переуплотненные грунты: прогноз деформаций в недренированных трехосных опытах	P	G	P	P	G	P	0	G	P	G
Прогноз коэффициента $k_0$	P	P	0	G	G	P	0	0	P	G

Кроме того, эта модель «открыта» для дальнейших модификаций и усовершенствований. Например, для учета дилатансии в плотных песчаных и гравийно-галечниковых грунтах в МКК-модель дополнительно вводится прямолинейный участок поверхности нагружения, параллельный гидростатической оси, для описания которого используется другой параметр упрочнения (касательная пластическая деформация), учитывается также кри-

волинейность предельной поверхности крупнообломочных грунтов. Эта МКК-модель может быть успешно применена для прогноза поведения плотных песчаных и крупнообломочных грунтов [4].

Таким образом, МКК-модель до сих пор является наиболее проверенной и применяемой из всех упруго-пластических моделей грунтов в численных расчетах грунтовых плотин, массивов и оснований. Поэтому в численных расчетах грунтовых плотин и оснований рекомендуется использовать одну из упомянутых модифицированных моделей Кэм-Клей и 1 – 2 более сложные модели (Зарецкого, Превоста или Лейда).

#### ЛИТЕРАТУРА

1. ICOLD New Bulletin. Reliability and applicability of computational procedures for dam engineering. Paris. 2000 (в печати).
2. F.L. Di Maggio, I.S. Sandler and G.Y. Ballandi. Generalized Cap model for geologic materials. //Journ. Geotechn. Eng. Div. ASCE. Vol. 102. 1976.
3. O.C. Zienkiewicz, C.T. Chang and E. Hinton. //Nonlinear seismic response and liquefaction. //Int. Journ. Numer. & Anal. Methods in Geomechanics. Vol. 2, 1978.
4. Ляпичев Ю.П. Модификация упруго-пластической модели Кэм-Клей для описания поведения грунтовых материалов плотин. //Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. //Междуз. сб. научных трудов. Вып. 4. М.: РУДН. 1966.

### О ПОВЕДЕНИИ ПРОРЫВНОЙ ВОЛНЫ НА СУХОДОЛЕ ВБЛИЗИ МЕСТА ИЗЛИВА.

*Школьников С.Я., кандидат техн.наук (АО НИИЭС),  
Юзбеков Н.С. инженер (ВНИИ ГОЧС)*

В большинстве практически важных случаев прорывные волны, возникающие при разрушении напорного фронта гидроузлов, описываются уравнениями Сен-Венана [1]. Уравнения Сен-Венана - нелинейные и аналитические решения для них удается найти лишь в редких ситуациях. Обычно прогноз распространения прорывных волн строится с использованием конечно-разностных методов. В настоящее время теория конечно-разностных методов для нелинейных уравнений развита недостаточно, поэтому оказывается необходимым тестировать результаты численных экспериментов с использованием частных аналитических

решений, результатов лабораторных опытов или натурных наблюдений. Достоверный прогноз может быть получен при использовании таких численных методов, для которых решения задач достаточно хорошо совпадают с «близкими» к рассматриваемому процессу «точными» данными, полученными математическими или физическими методами. Кроме того, результаты математического моделирования должны удовлетворять очевидным свойствам дифференциальных уравнений. Как правило, численные методы решения дифференциальных уравнений строятся таким образом, что наиболее существенные из этих свойств должны выполняться на численном решении точно; обычно такими свойствами для уравнений Сен-Венана являются консервативность (точное выполнение на численном решении законов сохранения массы и импульса) и факт соответствия численному методу тривиальных решений - покоя и равномерного течения. Свойства уравнений и решения, точно выполняющиеся для численного метода, не могут служить тестами достоверности прогноза (их можно использовать только для тестирования правильности составления алгоритма); близость же численного и аналитического решений в тех случаях, когда такое аналитическое решение не может точно реализовываться в численном методе, является убедительным подтверждением достоверности результатов численного прогноза для «близких» задач. Разумеется, такой путь обоснования численных методик не строг, и поэтому выводы о достоверности прогноза надо делать с осторожностью. Одним из свойств уравнений, которые естественно проконтролировать, является то, насколько хорошо совпадают между собой решение уравнения кривой свободной поверхности (для установившегося режима) и численное решение в тех ситуациях, в которых режим устанавливается (хотя бы в определенных зонах исследуемого русла). К сожалению, для установившегося течения точные аналитические решения также могут быть получены лишь в редких ситуациях.

В нашей работе [2] для условной ситуации широкого прямоугольного русла с постоянными уклоном дна и коэффициентом гидравлического трения было построено аналитическое решение уравнений Сен-Венана, представляющее собой волну, распространяющуюся без изменения формы и с постоянной скоростью (такие волны в вычислительной гидравлике называются монотональными [3]) по первоначально сухому руслу, и было проведено сравнение численного (с использованием явной ко-

нечно-разностной схемы А.Н.Милитеева [4]) и аналитического решений, показавшее исключительно хорошее совпадение результатов. Численные эксперименты заключались в решении задачи о поступлении в первоначально сухую область постоянного расхода, причем поток вблизи места разлива считался спокойным, что позволяло не задавать второго граничного условия. В ходе численного эксперимента в области течения формировался волновой профиль, постепенно приближавшийся к моноклиальной волне и на расстоянии, соответствующем длине участка возрастания глубины моноклиальной волны (определяемой как расстояние от фронта волны до точки, глубина в которой с определенной точностью совпадает с нормальной), фактически совпадавший с ней.

В данной работе рассматривается аналогичная задача при условии, что поступающий в расчетную область поток - бурный (в зоне прорана фактически всегда реализуется бурный режим). При этом в данной работе ограничиваемся условием, что  $\lambda / I > 2$  ( $\lambda$  — коэффициент гидравлического трения,  $I$  — уклон дна русла), откуда следует, что равномерное течение возможно лишь со спокойным режимом [5]. В такой ситуации поток по мере распространения волны вдоль русла будет терять энергию, и через некоторое время на определенном расстоянии от места разлива возникнет обращенный бор, за которым поток окажется спокойным (если не рассматривать область малых глубин в зоне фронта волны). Заметим, что известные формулы для коэффициента гидравлического трения, в том числе формула Маннинга, были получены для спокойных потоков. По данным [6], для бурных потоков гипотеза постоянства  $\lambda$  вдоль русла достаточно близка к реальности, так что приводимые ниже результаты для зоны бурного потока могут рассматриваться как достаточно близкие к действительности. Вместе с тем, вблизи прорана течение существенно неоднородно, причем это связано не только с растеканием потока, но и с большой чувствительностью бурного потока к рельефу дна.

Для зоны бурного течения вблизи прорана удастся построить аналитическое решение формы свободной поверхности потока в установившемся режиме. К этой форме должен стремиться во времени волновой профиль потока. Рассмотрим задачу о втечении бурного установившегося потока в широкий канал с постоянным уклоном и трением. Нетрудно видеть, что в такой ситуации число Фруда на участках с равномерным течением

$$Fr_h = v_p / \sqrt{gh_p} = 1 / \sqrt{\bar{\lambda}} \quad (1)$$

где  $v_p, h_p$  — соответственно скорость и глубина на участке равномерного течения,  $g$  — ускорение силы тяжести,

$$\bar{\lambda} = \lambda / 2l \quad (2)$$

В самом деле,

$$gh_p^3 I = \frac{\lambda}{2} q^2 \quad (3)$$

откуда (1) становится очевидным. Кривая свободной поверхности описывается дифференциальным уравнением

$$\frac{d(h + v^2/2g)}{dx} - I + \frac{\lambda v^2}{2gh} = 0 \quad (4)$$

откуда, после несложных преобразований

$$\frac{\vartheta^3 - 1}{\vartheta^3 - \bar{\lambda}} \frac{d\vartheta}{d\xi} = 1 \quad (5)$$

где

$$\vartheta = \frac{h}{h_0^3 \sqrt{Fr_0^2}} = \frac{1}{\sqrt[3]{Fr_0^2}} \quad ; \quad \xi = \frac{xI}{h_0^3 \sqrt{Fr_0^2}} \quad (6)$$

$h_0, Fr_0$  — глубина и число Фруда во входном створе;  $Fr$  — текущее значение числа Фруда. Так как в рассматриваемой задаче в область поступает бурный поток,  $\vartheta < 1$ ; кроме того, как было сказано выше,  $\bar{\lambda} > 1$ , так что в области бурного течения возникает кривая подпора, сопрягающаяся с областью равномерного течения через гидравлический прыжок. Безразмерная глубина равномерного течения, как это видно из (3),

$$\vartheta_p = \frac{h_p}{h_0^3 \sqrt{Fr_0^2}} = \sqrt[3]{\bar{\lambda}} \quad (7)$$

В таких обозначениях прыжковая функция имеет следующий вид:

$$\frac{1}{\vartheta_1} + \frac{\vartheta_1^2}{2} = \frac{1}{\vartheta_p} + \frac{\vartheta_p^2}{2} \quad (8)$$

где  $\vartheta_1 = \frac{h_1}{h_0^3 \sqrt{Fr_0^2}}$  ( $h_1$  — глубина в сечении перед гидравлическим прыжком, первая сопряженная глубина для глубины равномерного потока). Так как  $\vartheta_1$  полностью определяется через  $\vartheta_p$ , являющееся функцией  $\bar{\lambda}$ , то  $\vartheta_1$  также однозначно определя-

ется  $\tilde{\lambda}$ ; эта зависимость представлена графически на рис. 1. Необходимо иметь в виду, что для реализации бурного режима на входе в канал энергия входного сечения должна превосходить энергию, соответствующую глубине  $h_1$ :

$$\frac{1}{\vartheta_0} + \frac{\vartheta_0^2}{2} > \frac{1}{\vartheta_p} + \frac{\vartheta_p^2}{2}. \quad (9)$$

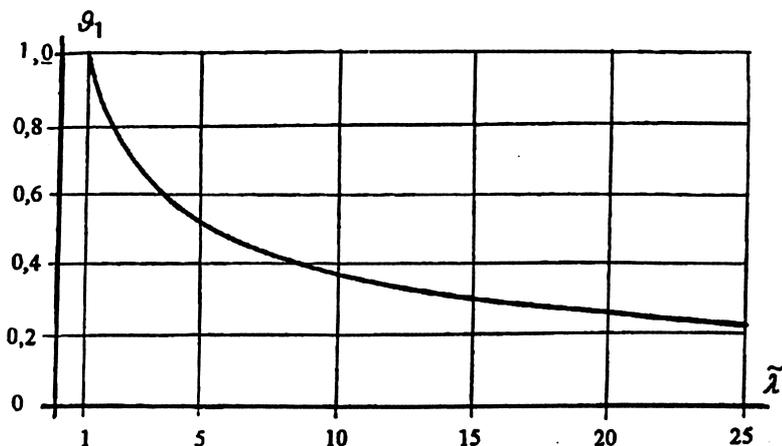


Рис. 1. Связь между  $\tilde{\lambda} = \lambda / 21$  и  $\vartheta_1 = \frac{h_1}{h_0 \sqrt[3]{Fr_0^2}}$

Можно показать [7], что (5) имеет аналитическое решение

$$\left\{ \begin{array}{l} (\vartheta - \vartheta_0) - \frac{1 - \tilde{\lambda}}{3\tilde{\lambda}^{2/3}} [\Phi - \Psi] = \xi, \\ \Phi = \ln \left( \frac{|\vartheta - \sqrt[3]{\tilde{\lambda}}|}{|\vartheta_0 - \sqrt[3]{\tilde{\lambda}}|} \sqrt{\frac{\vartheta_0^2 + \tilde{\lambda}^{1/3} \vartheta_0 + \tilde{\lambda}^{2/3}}{\vartheta^2 + \tilde{\lambda}^{1/3} \vartheta + \tilde{\lambda}^{2/3}}} \right), \\ \Psi = \sqrt{3} \left( \operatorname{arctg} \frac{\vartheta + \frac{\sqrt[3]{\tilde{\lambda}}}{2}}{\frac{\sqrt{3}}{2} \tilde{\lambda}^{1/3}} - \operatorname{arctg} \frac{\vartheta_0 + \frac{\sqrt[3]{\tilde{\lambda}}}{2}}{\frac{\sqrt{3}}{2} \tilde{\lambda}^{1/3}} \right) \end{array} \right. \quad (10)$$

Таким образом, величина  $\tilde{L} = LI/h_0 \cdot Fr_0^{2/3}$ , где  $L$  — длина отгона прыжка, может быть определена из (10) подстановкой на место  $\vartheta$  значения  $\vartheta_1$ , определенного из (8). На рис. 2 представлены

изолинии этой величины на плоскости  $Fr_0 - \bar{\lambda}$ . В [2] показано, что профиль моноклиальной волны формируется при пробеге фронта волны от места разлива до створа, отстоящего от места разлива на расстояние, имеющее порядок длины «лба волны», причем глубина потока стремится к нормальной асимптотически, и эта длина определяется отношением текущей и нормальной глубин  $\alpha$ , при котором поток можно считать «почти равномерным». Эту длину удобно обозначать  $L_\alpha$ . В [2] показано, что  $L_{0,9} \approx 1,403 h_p$ , а  $L_{0,99} \approx 3,615 h_p$ , следовательно  $\tilde{L}_{0,9} \approx 1,403 \sqrt[3]{\bar{\lambda}}$ , а  $\tilde{L}_{0,99} \approx 3,615 \sqrt[3]{\bar{\lambda}}$ . При наличии участка бурного течения профиль моноклиальной волны сформируется за прыжком; створ, после пробегания которого волна слабо отличается от моноклиальной, будет удален от входного на расстояние  $L + L_\alpha$ . Из рассмотрения рис. 2 видно, что даже при относительно больших значениях числа Фруда на входе в расчетную область величина  $L$  много меньше, чем величина  $L_\alpha$ .

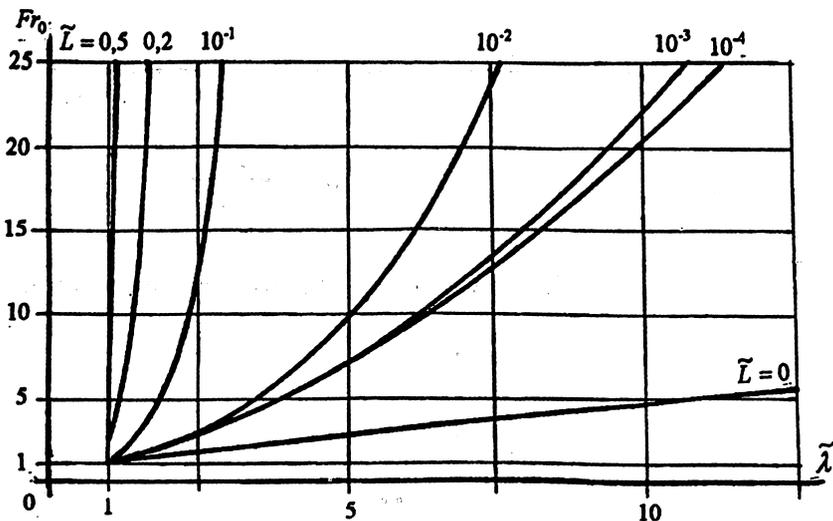


Рис. 2. Линии уровня параметра  $\tilde{L} = LI/h_0 Fr_0^{2/3}$  в плоскости аргументов  $\bar{\lambda} = \lambda/2I$  и  $Fr_0$ .

Отметим, что в ходе исследований уравнение (5) решалось как аналитически, так и численно с использованием формулы Симпсона 5-го порядка (использовался алгоритм, опубликованный в [8]). В весьма широком диапазоне значений параметра  $\vartheta$  параметр  $\xi$  совпал с полученным по формуле (10) при работе

даже с небольшим количеством подынтервалов; при использовании 5 подынтервалов для всех рассчитанных вариантов аналитическое и численное решения практически совпадали. Этот факт дает возможность построения решений, имеющих достоверность, близкую к достоверности аналитического решения, для задач с более сложным законом гидравлического трения, когда аналитические решения для кривой свободной поверхности не существуют или их нахождение оказывается весьма сложной задачей (как при задании для коэффициента гидравлического трения формулы Маннинга, при которой подынтегральная функция в левой части уравнения кривой свободной поверхности сводится к рациональной, но из-за трудоемкости выполнение интегрирования затруднительно).

При численной реализации в зоне входного сечения бурного потока на входе необходимо задавать два граничных условия. Одно из них — расход — для использовавшейся в настоящей работе конечно-разностной схемы [4] задается естественным образом; из описания этой схемы в [1] видно, что естественным образом может быть задан и поток импульса через границу  $K_1$ :

$$K_1 = q_{1/2} v_{1/2} = q_{1/2}^2 / h_0, \quad (11)$$

где  $q_{1/2}$  и  $h_0$  — погонный расход и глубина на входной границе соответственно.

На рис.3, 4 представлены результаты численных исследований прохождения волны в ближней к прорванному гидроузлу зоне (рис.3) и дальнейшей перестройки свободной поверхности в ней (рис.4). На этих рисунках также изображена форма свободной поверхности в установившемся режиме, к которой стремятся волновые профили потока с течением времени. Расчеты выполнялись при следующих параметрах:  $Fr_0 = 125$ ,  $\lambda = 2,5$ , для прохождения волны в ближней к прорванному гидроузлу зоне

$\frac{\Delta x \cdot I}{h_0 Fr_0^{2/3}} \approx 0,004$  а для дальнейшей перестройки свободной поверхности  $\frac{\Delta x \cdot I}{h_0 Fr_0^{2/3}} \approx 0,02$ . Из рассмотрения результатов расчетов видно, что при прохождении волны в ближней к прорванному гидроузлу зоне, где после установления течения должен реализовываться бурный режим, волновой профиль состоит из двух ветвей: относительно крутой волны повышения, распространяющейся посуху, и зоны установившегося течения. При этом в зоне установившегося течения численное и аналитическое решения практически совпадают. После выхода волны за пределы

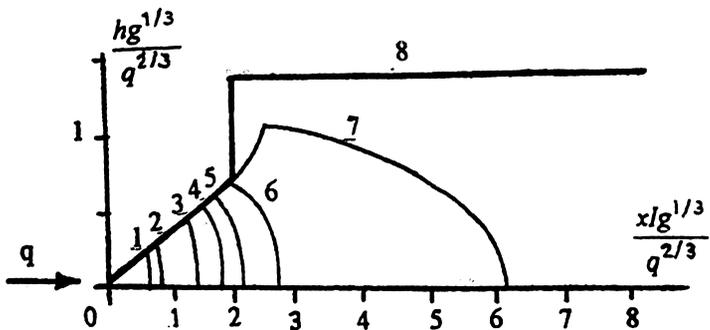


Рис. 3. Волновые профили, соответствующие начальному этапу распространения волны прорыва.  $\Delta_x I / h_0 Fr_0^{2/3} = 0,004$ .

1 —  $\tilde{t} = t I g h_0 / q_0 = 0,025$ ; 2 —  $\tilde{t} = 0,04$ ; 3 —  $\tilde{t} = 0,095$ ; 4 —  $\tilde{t} = 0,14$ ;  
5 —  $\tilde{t} = 0,19$ ; 6 —  $\tilde{t} = 0,28$ ; 7 —  $\tilde{t} = 1,0$ ; 8 —  $\tilde{t} \rightarrow \infty$

участка бурного течения волновой профиль также состоит из двух ветвей: ветви, соответствующей вышеописанному аналитическому решению, и ветви, соответствующей изливу в первоначально сухое русло потока, докритического во входном сечении и близкого качественно и количественно потоку, описанному в [2]. Эти ветви переходят друг в друга через гидравлический прыжок. В пе-

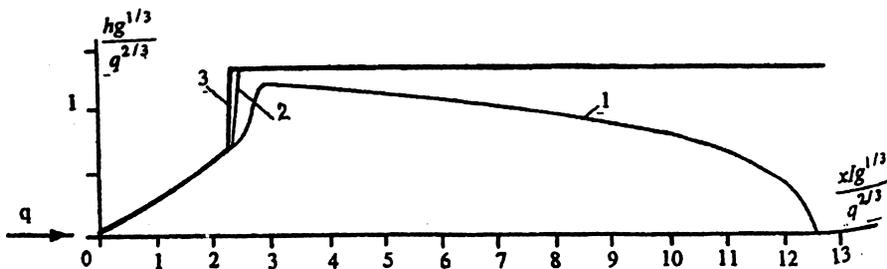


Рис. 4. Установление режима вблизи входного сечения. Разрез вдоль оси потока.  $\Delta_x I / h_0 Fr_0^{2/3} = 0,02$ .

1 —  $\tilde{t} = t I g h_0 / q_0 = 2,5$ ; 2 —  $\tilde{t} \geq 0,14$  (1,2 — результаты численных экспериментов); 3 — аналитическое решение при  $\tilde{t} \rightarrow \infty$ .

риод после выхода волны за пределы зоны бурного течения глубина во второй ветви меньше нормальной для расхода  $q_0$ , из-за чего первая ветвь продолжается правее места расположения прыж-

ка в установившемся режиме. По мере формирования монокли-  
нальной волны глубина за прыжком растет и приближается к нор-  
мальной; при этом прыжок перемещается против течения и по-  
степенно приближается к месту, где он должен размещаться после  
установления режима (рис 4). Отметим, что в численном экспе-  
рименте, представленном на рис.4, прыжок оказался достаточ-  
но существенно размазанным ( $\approx$  на 10 точек); по-видимому, столь  
существенное размазывание прыжка связано с необычно боль-  
шим коэффициентом шероховатости русла. В расчетах с коэффи-  
циентами шероховатости русла, характерными для реальных  
объектов, прыжок в явной схеме А.Н.Милитеева размазывался  
на 3-4 точки. При работе под WINDOWS можно использовать  
достаточно мелкие конечно-разностные сетки, что позволяет по-  
лучать достоверные результаты даже при сильном размазывании  
прыжка.

Отметим, что решения конечно-разностных уравнений при-  
ближаются к решениям дифференциальных уравнений при умень-  
шении величины шагов по длине и времени и увеличении их  
количества (в аппроксимационном процессе). Для получения до-  
стоверного решения нельзя ограничиться исследованием про-  
цесса на конкретном шаблоне; необходимо уменьшать шаги и уве-  
личивать их количество и при этом сравнивать между собой по-  
лученные результаты. За решение можно принять такой резуль-  
тат, который не будет меняться при дальнейшем уменьшении  
шагов (например, в 2 раза). На рис.5 представлены результаты  
численных исследований прохождения волны в ближней к про-  
рванному гидроузлу зоне при  $\frac{\Delta \cdot I}{h_0 Fr_0^{2/3}} \approx 0,02$ . Эти результаты суще-  
ственно отличаются от результатов, полученных при  $\frac{\Delta \cdot I}{h_0 Fr_0^{2/3}} \approx 0,004$ .  
и представленных на рис.3. За фронтом волнового профиля в рас-  
четах возникает зона больших глубин, превосходящих максималь-  
ную глубину аналитического решения. При «мельчении» сетки  
этот эффект ослабевает и реализуется численное решение, опи-  
санное выше. По мере продвижения волнового профиля реше-  
ния на «крупной» и «мелкой» сетках сближаются между собой,  
что дает право проводить численные исследования после выхода  
волны за пределы зоны бурного течения на «крупной» сетке.

Построенное в данной работе аналитическое решение урав-  
нения кривой свободной поверхности в широком прямоуголь-  
ном русле с постоянными уклоном и коэффициентом гидравли-

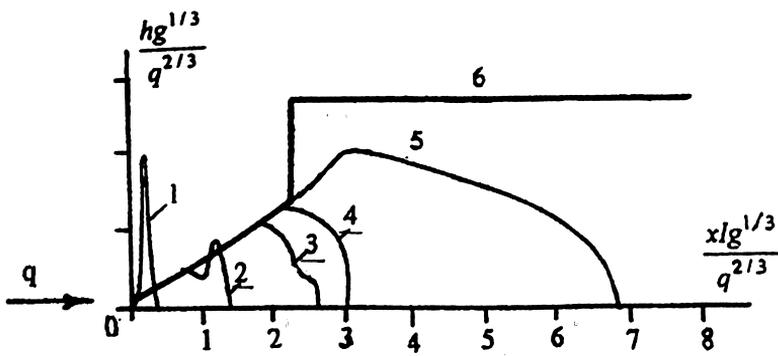


Рис. 5. Поведение численного решения вблизи входного створа при слишком большом шаге конечно-разностной сетки. Разрез вдоль оси потока.  $\Delta x l / h_0 Fr_0^{2/3} = 0,02$ .

1 —  $\tilde{t} = t l g h_0 / q_0 = 0,025$ ; 2 —  $\tilde{t} = 0,065$ ; 3 —  $\tilde{t} = 0,019$ ;  
 4 —  $\tilde{t} = 0,28$ ; 5 —  $\tilde{t} = 1$ , (1–5 — результаты численных экспериментов); 6 — аналитическое решение при  $\tilde{t} \rightarrow \infty$ .

ческого трения может служить тестом для численных методов решения задач речной гидравлики. На входе в расчетную область задается течение с бурным (сверхкритическим) режимом, сопрягающееся через гидравлический прыжок с равномерным течением. В работе исследовался процесс распространения волны, возникающей в первоначально сухом русле при поступлении в него потока с неизменяющимся во времени расходом во входном сечении. По прошествии определенного времени фронт волны удаляется на достаточно большое расстояние и приближается по форме к моноклиальной волне, а непосредственно ниже входного створа устанавливается течение, весьма хорошо описываемое найденным аналитическим решением. Данное исследование подтверждает высокое качество используемой в работе явной конечно-разностной схемы А.Н.Милитеева, существенно превосходящей другие известные авторам конечно-разностные схемы.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Школьников С.Я. К вопросу о конструировании конечно-разностных схем для дифференциальных уравнений неустановившегося течения в непризматическом русле. // Гидротехническое строительство. 1988. №5.
2. Школьников С.Я., Юзбеков Н.С. Трансформация прорывной волны на суходоле. // «Проблемы безопасности при чрезвычайных ситуациях». Обзорная информация ВИНТИ. М. 1999. Вып.6.

3. Стокер Дж. Дж. Волны на воде. М.: Издат. иностранной литературы. 1959.
4. Милитеев А.Н., Сладкевич М.С. Разностная схема для решений плановых уравнений мелкой воды. //Деп. в ВИНТИ. Депонированные рукописи. 1983. Вып.3.
5. Лятхер В.М., Школьников С.Я. Численное моделирование течений на быстротоках.// Сб. «Методы исследований и гидравлических расчетов водосбросных гидротехнических сооружений». //Материалы конференций и совещаний по гидротехнике. Л.: ЭНЕРГОАТОМИЗДАТ. ЛО. 1985.
6. Айвазян О.М. Исследование спокойного и бурного потоков в гладкостенных и железобетонных лотковых каналах. //Гидротехническое строительство. 1984. №2.
7. Фихтенгольц Г.М. Курс дифференциального и интегрального исчисления. М.: «Наука», М. 1969. Т.2.
8. Фаронов В.В. Программирование на персональных ЭВМ в среде ТУРБО-ПАСКАЛЬ. М.: Изд-во МГТУ. 1991.

### **ТРЕХПАРАМЕТРИЧЕСКИЙ ЗОНД ДЛЯ КОНТРОЛЯ ПРОЧНОСТНЫХ СВОЙСТВ МЯГКИХ ГРУНТОВ, ОБРАЗУЮЩИХ ТЕЛО ПЛОТИН ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ**

*Зиновьев Р.К., кандидат техн. наук, Коновалов И.К., инженер (АО  
НИИЭС)*

В комплексе натуральных наблюдений за состоянием гидротехнических сооружений прямые наблюдения за изменением во времени прочностных характеристик грунтов, образующих тело плотин, дамб и т.п., в настоящее время не осуществляются. По сложившейся традиции [1 – 2] об их изменениях судят косвенно, в основном, по результатам фильтрационных наблюдений. Однако контроль фильтрационного расхода позволяет оперативно оценивать состояние грунтовой плотины только на участке сбора фильтрующейся воды. Кроме того, недостаточный уровень научной разработки методов фильтрационной диагностики грунтовых сооружений не позволяет эксплуатационному персоналу использовать результаты фильтрационных наблюдений для оценки текущих физико-механических характеристик грунта в теле плотины. Как показали исследования, проведенные МГСУ [2 – 3], эти характеристики со временем могут существенно изменяться в результате непрерывно проходящих в грунте процессов кольматации, уплотнения или разуплотнения и развития структурных связей. Учитывая, что срок эксплуатации большинства грун-

товых плотин в России превышает 35 – 50 лет, возникает актуальная задача определения их реальных прочностных свойств простым и надежным методом. Необходимость оперативной оценки прочностных свойств грунтов возникает также после землетрясения, взрывов вблизи плотин, при подъеме паводковых вод и других чрезвычайных обстоятельствах.

С 1986 года авторы статьи совместно с сотрудниками кафедры геологии МГГУ проводят исследования по указанной проблеме с целью всестороннего обоснования и создания комплекса технических средств (КТС) для оперативного контроля прочностных свойств мягких грунтов, образующих тело гидротехнических сооружений.

В основе создания КТС положен метод комплексного вращательно-статического зондирования, нашедший в последнее десятилетие широкое применение в мировой и отечественной практике инженерно-геологических изысканий [4 – 5].

Данный метод предполагает внедрение в исследуемый грунтовый массив зонда, конструкция которого предусматривает возможность измерения в выбранных точках массива трех физических величин (параметров):

усилия задавливания (УЗ) конусного наконечника (КН);  
крутящего момента (КМ) при вращательном срезе грунта лопастной крыльчаткой;

порового давления (ПД) в водонасыщенном грунте.

Помимо трехпараметрического зонда в состав КТС, подлежащих разработке, входили:

передвижная (переносная) установка для обеспечения задавливания зонда с усилием до 100 кН и скоростью  $2 \pm 0,5$  см/с на глубину 20 – 30 м и вращательного среза крутящим моментом до 2 кНм и скоростью поворота зонда 0,01 рад/с;

устройство сопряжения зонда с портативным компьютером типа Notebook, управляемого по программе, заложенной в компьютере, процессами измерений, сбора, регистрации, хранения и обработки полученных в результате зондирования данных.

Основные технические и метрологические характеристики разработанного в результате исследований трехпараметрического зонда типа ТПЗС со струнными измерительными преобразователями соответственно УЗ, КМ и ПД приведены в [6]. Ряд технических решений, воплощенных в конструкции ТПЗС, защищен патентами РФ [7 – 8].

Ниже анализируются погрешности измерительных преобразо-

вателей зонда, выявленные в процессе исследований, и пути их минимизации при дальнейшей оптимизации конструкции зонда.

Сам факт размещения в зонде трех типов измерительных преобразователей обуславливает функции их взаимного влияния друг на друга и, если не принять соответствующих мер, может стать причиной возникновения существенных погрешностей измерений. Проанализируем взаимное влияние конусного наконечника (КН) и лопастной крыльчатки (ЛК). Наиболее распространенный стандартный КН для измерения УЗ имеет диаметр основания  $d = 36$  мм и угол раскрытия  $\alpha = 60^\circ$ . Стандартная ЛК [9] имеет четыре тонкие лопасти  $2 \div 3$  мм, укрепленные на тонком стержне  $8 \div 10$  мм. Величины погрешностей измерений УЗ и КМ зависят от того, насколько в конструкции зонда размеры КН и ЛК, а также условия проведения измерений с их использованием отличаются от стандартных.

На рис. 1 представлены конструктивные схемы двух образцов трехпараметрического зонда, которые наглядно демонстрирующие две возможные и принципиально отличные схемы размещения в зонде КН и ЛК. По схеме а) первой в ненарушенный грунт внедряется ЛК, по схеме б), наоборот, первым внедряется КН. Соответственно в схеме а) в основном удастся сохранить стандартные размеры ЛК и стандартные условия измерения КМ. Под сохранением стандартных условий здесь и в дальнейшем подразумевается несущественность изменения характера нарушения первоначального напряженно-деформируемого состояния массива при внедрении зонда по сравнению с внедрением ЛК по методике [9]. Поскольку степень указанного нарушения зависит главным образом от суммарного объема элементов ЛК, некоторым нарушением стандартных условий измерений КМ для схемы а) можно считать размещение КН в объеме «срезаемого» цилиндра грунта в верхней части ЛК, что приводит к росту концентрации напряжений при внедрении ЛК в неводонасыщенный грунт, а при внедрении в водонасыщенный грунт — к росту порового давления воды в зоне, примыкающей к этой части ЛК, и, как следствие, к изменению прочностных свойств грунта на части поверхности, по которой происходит вращательный срез. Иногда конструктор зонда, стремясь упрочнить ЛК или из каких-либо других соображений, увеличивает (по сравнению со стандартной) толщину лопастей крыльчатки. Помимо описанного выше роста концентрации напряжений это приводит также к уменьшению поверхности среза и, следовательно, к некото-

рому занижению КМ, измеренного зондом. Эта погрешность постоянна для любых грунтов, легко вычисляется и может быть исключена из результатов измерений КМ в виде поправки. Так для ТПЗС, имеющего крыльчатку с  $D = 75\text{мм}$ , поправка составляет 4%.

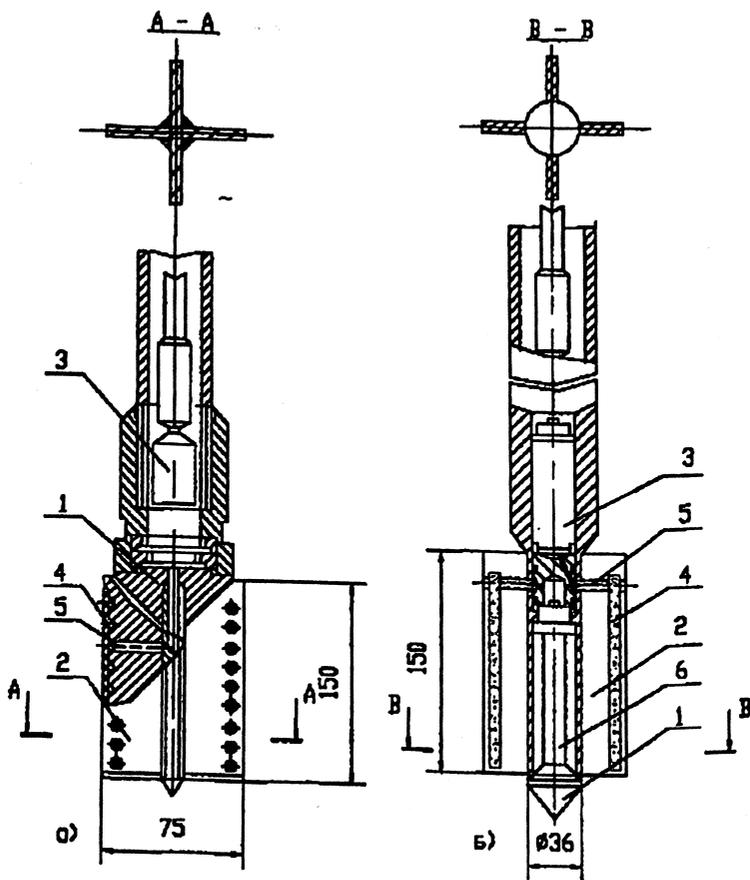


Рис. 1. Схемы размещения КН и ЛК в трехпараметрическом зонде: а) внедряется в грунт сначала ЛК; б) внедряется в грунт сначала КН. 1 — конусный наконечник; 2 — лопастная крыльчатка; 3 — измерительный преобразователь ПД; 4 — приемные фильтры; 5 — соединительный гидравлический канал; 6 — измерительный преобразователь УЗ.

В то же время схема а) требует увеличения диаметра основания КН до  $d = 65\text{ мм}$ , но и при этом условия измерений УЗ существенно отличаются от стандартных, так как КН по существу

оказывается ступенчатым [7]: одна ступень  $d_1 = 10$  мм располагается внизу ЛК, а другая —  $d_2 = 65$  мм — в верхней ее части. Если первая ступень КН внедряется в ненарушенный грунт и при условиях измерений, соответствующих условиям стандартной пенетрации, то этого нельзя сказать о второй ступени, поскольку она задавливается в уже частично разрушенный лопастями крыльчатки грунт. Кроме того, результат измерений УЗ обременен погрешностью, обусловленной силами трения грунта о поверхности лопастей, возникающими вдоль оси зонда при внедрении ЛК в массив. Наконец, зонд по схеме а) содержит только КН и ЛК, а измерительные преобразователи УЗ и КМ располагаются на поверхности массива, вместе с установкой для обеспечения задавливания зонда и вращательного среза. Эта особенность является источником еще одной погрешности, обусловленной силами трения грунта о поверхность штанг, соединяющих зонд с установкой.

В зонде, выполненном по схеме б), удается полностью сохранить стандартные размеры КН и стандартные условия измерения УЗ. Здесь преобразователь измерения УЗ реагирует только на лобовое сопротивление грунта при вдавливании в него конуса. Однако для ЛК сохранить стандартные размеры не удается. Прежде всего это касается диаметра стержня крыльчатки, который увеличивается до  $d = 36$  мм. Вместе с ним увеличивается и суммарный объем элементов крыльчатки, что существенно изменяет условия измерений КМ от стандартных (о чем сказано выше). В результате, если для УЗ результат измерения не требует введения поправок, то для КМ они необходимы. Их величину можно получить на лабораторной установке, схематично представленной на рис. 2. В патрубке с герметичным дном  $D = 0,25$  м и длиной  $L = 1,5$  м в течение нескольких суток формируют глинистый водонасыщенный образец из грунта, взятого с помощью пробоотборника из массива грунта, на котором происходит зондирование. Затем с помощью установки внедряют в образец стандартную крыльчатку на глубину 0,5 м и производят вращательный срез, фиксируя образцовым средством измерения максимальный КМ. Измерения повторяют на глубине 1,0 м. После этого стандартную крыльчатку из образца удаляют. Заново формируют грунтовый образец, внедряют в него ТПЗС сначала на глубину 0,5 м, а затем — на 1,0 м, где осуществляют вращательный срез с измерением максимального КМ. Сравнивая величины КМ, зафиксированные стандартной крыльчаткой и ТПЗС, определяют

поправку для данного вида грунта. Желательно одновременно с измерением КМ производить измерение порового давления в грунте. В этом случае поправка будет функцией порового давления.

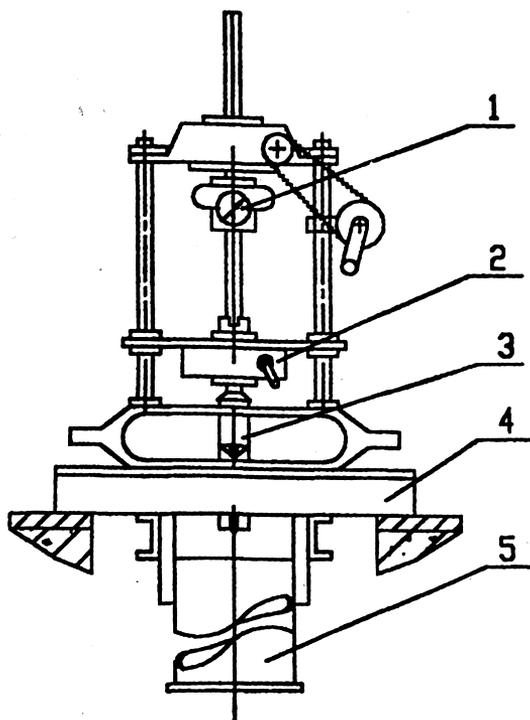


Рис. 2. Схема проведения метрологических исследований трехпараметрического зонда: 1 — образцовый диаметр типа ДОСМ-3-1; 2 — установка для обеспечения вращательно-статического зондирования; 3 — испытываемый зонд; 4 — опорная конструкция; 5 — патрубок с глиной.

В процессе исследований ТПЗС было установлено существенное влияние на результаты измерений поперечного изгиба зонда, работающего как балка круглого сечения. Изгиб возникает в результате взаимодействия зонда с массивом. Его величина носит случайный характер и нередко весьма существенна. Это заставило отказаться от использования в конструкции зонда чувствительных элементов для измерения УЗ и КМ в виде стальных тонкостенных цилиндров [8], имеющих низкую жесткость на поперечный изгиб.

Поскольку поперечного изгиба при вращательно-статическом зондировании в общем случае избежать невозможно, корпус зон-

да должен иметь достаточную жесткость, чтобы сопротивляться поперечному изгибу без разрушения. Возникающие же в материале корпуса изгибные деформации не должны передаваться на упругие элементы преобразователей УЗ и КМ. С целью снижения возникающего изгибающего момента на корпусе зонда целесообразно выполнять его в виде усеченного конуса, больший диаметр которого размещается в зоне примыкания корпуса к ЛК.

Наибольшие трудности наблюдаются с исключением погрешностей, возникающих при измерении ПД водонасыщенного грунта при низких коэффициентах фильтрации (порядка  $1 \cdot 10^{-8}$  м/с). При внедрении зонда в среду вблизи него происходит местное повышение ПД. Это давление в слабопроницаемых породах выравнивается с давлением в невозмущенной зоне (т.е. подлежащим измерению) только через длительное время. Поэтому конструкция зонда должна быть такой, чтобы в зоне расположения воспринимающих ПД элементов (приемных фильтров) местное повышение ПД при пенетрации зонда было бы наименьшим. Выравнивание давления во времени определяется длительностью процесса консолидации грунта и может быть с достаточной для нашей цели точностью описано теорией одномерной фильтрационной консолидации К. Терцаги [10]. Согласно этой теории [11] время консолидации слоя грунта может быть определено по формуле :

$$t = \frac{4 h^2 N}{\pi^2 C_v} \quad (1)$$

где  $h$  - половина толщины слоя грунта при двухсторонней фильтрации;  $N$  - константа, зависящая от степени консолидации и вида уплотняющей нагрузки и определяемая по табличным данным;  $C_v$  - коэффициент консолидации, в свою очередь определяемый по формуле:

$$C_v = \frac{k_\phi}{\alpha_o \cdot \gamma_w} \quad (2)$$

где  $k_\phi$  - коэффициент фильтрации;  $\alpha_o$  - коэффициент сжимаемости;  $\gamma_w$  - объемный вес поровой воды.

Из формулы (1) следует, что уменьшение  $h$  в  $n$  раз при прочих равных условиях приводит к уменьшению времени консолидации  $t$  в  $n^2$  раз. В нашем случае  $h$  представляет толщину зоны возмущения (концентрации напряжений), возникшей в процессе внедрения жесткого инородного тела (зонда) в грунтовую среду. Известно, что размер этой зоны ориентировочно равен

его характерному размеру. Для цилиндра таким размером является радиус, для пластины — ее толщина.

Оптимальным местом размещения приемных фильтров ПД в зонде в этой связи станут периферийные зоны поверхности лопаток ЛК [7]. По сравнению с вариантом размещения приемных фильтров на цилиндрической поверхности наконечника зонда диаметром 42 мм [1] толщина зоны возмущения уменьшается в 5 раз, а время консолидаций — в 25 раз.

Важный момент, снижающий погрешность измерения ПД, заключается в минимизации объема жидкости, который требуется для обеспечения работы преобразователя ПД (т.е. его объемной деформации) с одновременным предельно возможным увеличением объема воды, поступающей из грунта за определенное время, что возможно за счет увеличения общей площади соприкосновения водопроницаемого (пористого) материала приемных фильтров с грунтом. В идеале, если сохранить равнопрочность водопроницаемого материала и материала лопастей, все кромки лопастей и прилегающие к ним зоны должны быть использованы под приемные фильтры.

Поровое пространство приемных фильтров, соединительные каналы и пространство над мембраной измерителя ПД во избежание инерционности показаний должны быть заполнены невытекающей (вязкой) и малоиспаряющейся дегазированной жидкостью. Этим характеристикам удовлетворяет технический вазелин.

Технология изготовления пористого материала следующая:

1. Подготавливают (отсеивают) необходимое количество речного песка, содержащего только фракции от 0,5 до 0,63 мм. Песок промывают и сушат.

2. Изготавливают клей, состоящий из 100 в. ч. эпоксидной смолы ЭД-20 (ГОСТ 10587-84), 10 в.ч. пластификатора — трикрезилфосфата или дибутилфталата (ГОСТ 2102-77) и 15 в.ч. отвердителя — полиэтиленполиамина (ТУ 6-02-594-80). Сначала в сосуд отвешивают необходимое количество смолы ЭД-20. Добавляют при постоянном перемешивании необходимое количество пластификатора и охлаждают смесь до температуры  $20 \pm 3^{\circ}\text{C}$ . Добавляют необходимое количество отвердителя и тщательно перемешивают в течение 5 минут до появления мелких пузырьков. Смешивание с отвердителем сопровождается выделением тепла. Отверждение полученного клея происходит через 45 минут. Для удлинения времени отверждения после остывания клея до  $30^{\circ}\text{C}$  в него добавляют ацетон (ГОСТ 27768-79).

3. Подготовленный песок в необходимом количестве смешивают с клеем и ацетоном в следующих соотношениях: песка — 14 в.ч., клея — 1 в.ч., ацетона — 5 в.ч.

4. Обезжиривают металлические поверхности зонда, к которым будет примыкать пористый камень, авиационным бензином, затем ацетоном, после чего поверхности просушивают.

5. Приготовленной массой плотно заполняют объемы приемных фильтров, уплотняют шпателем и прессформой, удаляют с поверхности избытки массы.

6. Производят термическую обработку пористого камня, для чего сушат на воздухе при комнатной температуре в течение суток, затем помещают в электропечь и равномерно прогревают постепенно в течение часа до температуры  $80^{\circ}\text{C}$  и выдерживают при этой температуре 7 часов, после чего вынимают из печи и охлаждают на воздухе при комнатной температуре.

Заполнение пористого камня и гидравлических соединительных каналов нагретым техническим вазелином производится в вакуумной камере.

Все эти решения использованы при создании опытного образца ТПЗС.

Испытание ТПЗС выявило еще одну причину, обуславливающую дополнительную погрешность измерения ПД. Поскольку температура среды, окружающей зонд в процессе зондирования, отличается от температуры воздуха на дневной поверхности, а сталь и технический вазелин имеют различные коэффициенты объемного расширения, в грунте с температурой  $5 \div 15^{\circ}\text{C}$  зонд показывает некоторое отрицательное давление, т.е. вакуум.

В качестве подтверждения на рис.3 представлена кривая изменения порового давления во времени  $P_{пор} = P_{пор}(t)$ . Температура воздуха, а следовательно и начальная температура ТПЗС, отличалась от температуры образц. грунта (рис. 2) на  $7^{\circ}\text{C}$ . Начало координат по оси абсцисс соответствует моменту внедрения зонда в образец грунта на 20 см, после чего в течение 4 часов через каждые 15 минут фиксировались показания измерителя ПД. Хорошо видно, как в результате теплообмена менялись эти показания, хотя поровое давление было постоянно и близко к нулю. Причем на протяжении всего четырехчасового периода ПД было отрицательным (до -4 см вод.ст.). После 4 часов зонд постепенно задавливался в грунт до глубины 50 см, что и привело к росту ПД. Результаты опыта дают основание предположить, что результат измерения ПД и в этот период не свободен от обнаруженной погрешности.

## Вывод

В результате многолетних исследований методических погрешностей измерений параметров, определяемых при комплексном вращательно-статическом зондировании мягких грунтов, разработана метрологически обоснованная конструкция трехпараметрического зонда (ТПЗС) со следующими характеристиками преобразователей:

*усилия задавливания* с верхним пределом измерений 9,8 кН (1 Тс) и пределами основной погрешности  $\pm 5,0\%$ ;

*крутящего момента* с верхним пределом измерений 490 Н м (50 Кгс м) и пределами основной погрешности  $\pm 5,0\%$ ;

*порового давления* с верхним пределом измерений 0,3 Мпа и пределами основной погрешности  $\pm 2,0\%$ .

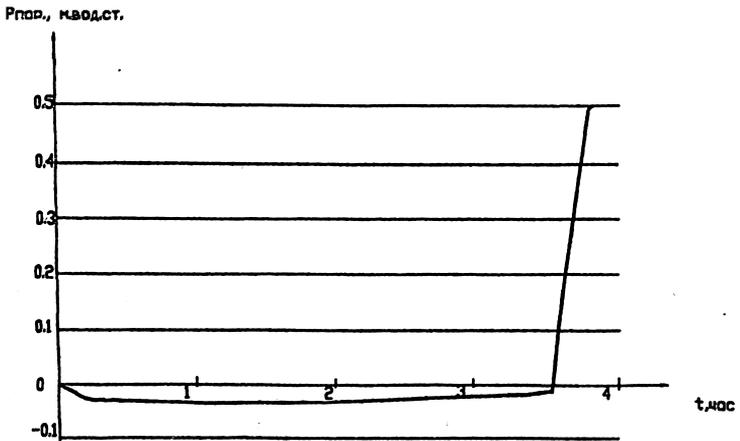


Рис. 3. Зависимость измеряемого порового давления во времени за счет теплообмена зонда с окружающей средой.

## ЛИТЕРАТУРА.

1. Гогоберидзе М.И. Научные основы постановки натуральных наблюдений на плотинах. //ГрузНИИ энергетики и гидротехнических сооружений. Тбилиси. 1980.
2. Малаханов В.В. Техническая диагностика грунтовых плотин. М.: Энергоатомиздат. 1990.
3. Дудлер И.В., Малаханов В.В., Юлин А.Н., Серков А.В., Виноградов А.Я. Исследование процесса изменения во времени характеристик песков намывных сооружений Рижской ГЭС. //Гидротехническое строительство. М.. 1984. № 5.
4. Лебедев В.И., Ильичев В.В., Тевцов К.П., Индюков А.Т. Полевые

- методы инженерно-геологических изысканий. // М.: Недра. 1988.
5. Патент РФ на изобретение № 1174525.
  6. Брайцев В.В., Зиновьев Р.К., Коновалов И.К., Красильников А.М., Северов А.П. Современные средства автоматизированного сбора информации о состоянии энергетических сооружений. // «Безопасность энергетических сооружений». М.: АО НИИЭС 1998. Вып. 1.
  7. Патент РФ на изобретение № 1649035.
  8. Патент РФ на изобретение № 2025559.
  9. ГОСТ 21719-80. Грунты. Методы полевых испытаний на срез в скважинах и массиве.
  10. Гольдштейн М.Н., Царьков А.А., Черкасов И.Н. Механика грунтов, основания и фундаменты. М.: Транспорт. 1981.
  11. Цыгович Н.А. Механика грунтов. М.: Высшая школа. 1973.

## ПРОБЛЕМЫ БИООБРАСТАНИЯ В ТЕПЛЫХ МОРСКИХ ВОДАХ.

*Микоц Л.М., Макаревич Т.Ф., инженеры,  
Дмитриева И.Л., канд.хим.наук (АО НИИЭС)*

Явление биообрастания с давних пор осложняет хозяйственную деятельность человека на море и морских побережьях. Это явление имеет место во всех водах и всех широтах. Ущерб от биообрастания и следующей за ним биокоррозии исчисляется миллионами долларов в год.

Формирование сообществ обрастания приводит к целому ряду негативных последствий. Оно может снижать скорость движения судов до 50%, усиливать коррозию металлов и бетона, уменьшать просветы конденсаторных трубок, водоводов, туннелей и других гидротехнических сооружений, а иногда и полностью забивать их, что может привести к остановке тепловых и атомных станций на побережьях. В качестве примера можно привести АЭС Мадрас (Индия), где в 1986 г. наблюдалась закупорка конденсаторных трубок моллюсками *Perna viridis* (зеленая мидия). В результате уровень воды в бассейне насосной станции упал с 3,6 до 2,8 м, что привело к резкому уменьшению поступления воды на охлаждение и к остановке агрегата [1].

Для успешной борьбы с биообрастанием необходимо знание основных закономерностей развития процесса, его количественных характеристик, факторов, влияющих на него. В настоящей работе эти вопросы рассматриваются применительно к теплым морским водам, где проблема биообрастания стоит наиболее остро.

Биообрастание представляет собой поселение в основном прикрепленных организмов (бактерий, водорослей и животных) на твердых субстратах. Количественные характеристики процесса варьируют в весьма широких пределах, видовой состав сообществ также весьма различен в разных регионах (табл. 1) [2].

Таблица 1

Количественные характеристики обрастания в морских и океанических водах.

Район	Субстрат	Биомасса, кг/см <sup>2</sup>	Источник
Азовское море	водоводы	12,0	2
Черное море	гидротехнические сооружения	150,0	2
Японское море, Амурский залив	буи	43,0	2
Южно-Китайское море (у берегов Вьетнама)	порт, сваи	300,0	3
Тихий океан (восточное побережье Камчатки)	сваи	60,0	4
Тихий океан, восточное побережье Японии (залив Хаманоко)	водоводы	100,0	5
Индийский океан, восточное побережье Индии (АЭС Мадрас)	подземные туннели	211,0	1
Белое море, губа Кислая (Кислогубская ПЭС)	донные водоводы	230,0	6

Развитие процесса биообрастания подчиняется следующим закономерностям. Вначале образуется первичная пленка, состоящая из бактерий и микроводорослей. Развитие первичной пленки происходит в 2 этапа: на первом этапе на субстрате поселяются бактерии при небольшом участии диатомовых водорослей, затем формируется пленка из диатомей. Даже небольших участков прикрепленных микроорганизмов достаточно для того, чтобы на них могли осесть другие, менее устойчивые к факторам среды организмы.

Затем течением приносятся расселительные формы организмов-обрастателей. Как правило, на пленку организмов через 1 – 2 неде

ли оседают личинки усоногих рачков (бальянусов). Их поверхность в дальнейшем будет являться субстратом для оседания других групп животных. Иногда усоногие рачки уступают первенствующее положение в обрастании двустворчатым моллюскам. Однако это происходит не раньше, чем через 1 – 2 года. Моллюски всегда появляются позже таких быстрорастущих обрастателей, как водоросли, гидроиды, мшанки, усоногие рачки. Преобладание их проявляется уже, как правило, в многолетнем биоценозе.

Отношения организмов внутри сообщества обрастания чрезвычайно сложные. Отмечается как облегчение оседания последующих обрастателей первыми, так и подавление первых последними. Например, гидроиды подавляют усоногих рачков, асцидий, мшанок; гидроид *Obelia* отрицательно влияет на бальянусов, но косвенно положительно на асцидий, которые конкурируют с бальянусами.

По мере старения сообщества количество видов уменьшается. Однако климаксная стадия редко продолжается длительное время. Действие на этой стадии различных факторов как абиотических, так и биотических разрушает полностью или частично биоценоз, и заселение начинается с начальной или промежуточной фазы [2].

Условия существования организмов-обрастателей чрезвычайно разнообразны. От изменения условий зависят и видовой состав, и биомасса обрастателей. Рассмотрим основные факторы среды, влияющие на процесс обрастания.

*Тип субстрата.* Большинство обрастателей оседают и прикрепляются практически на любых субстратах. Лучше обрастают шероховатые поверхности, например цемент. Из металлов лучше обрастают малокорродирующие или те, продукты коррозии которых не отслаиваются.

*Конфигурация объектов,* на которых оседают обрастатели, часто значительно влияет на распределение организмов. Выпуклые поверхности обрастают быстрее вогнутых. На плоских поверхностях размещение организмов случайное, на цилиндрических - радиальное.

*Освещенность.* Обрастание в целом мало зависит от освещенности. При том или ином количестве света или его отсутствии всегда находятся организмы, для которых этого количества вполне достаточно.

*Скорость течения.* Один из важнейших факторов среды, к которым чувствительна основная часть обрастателей. Течение доста-

твляет обрастателям питательные вещества и кислород, уносит метаболиты, разносит личинки и некоторые взрослые организмы. При увеличении скорости течения биомасса большинства групп организмов-обрастателей сначала возрастает, однако при скоростях, превышающих 1,5 м/сек, снижается, так как резко ухудшаются условия оседания и прикрепления. При скоростях выше 3,0 м/сек оседают только отдельные виды.

*Глубина.* С глубиной меняется видовой состав обрастателей, а также его биомасса. Наибольшее обрастание развивается на глубине 10 – 15 м.

*Температура воды* влияет на все процессы развития организмов-обрастателей: темпы роста, плодовитость, выживаемость, размеры яиц. Наибольшее влияние она оказывает на ранних стадиях развития организмов. От температуры зависят сроки оседания большинства организмов. Температурный оптимум различен для разных видов. Критической является температура свыше 40°C, при которой происходят необратимые нарушения биохимических процессов и гибель организмов.

*Соленость воды* значительно влияет на видовой состав обрастателей. Диапазон изменения солености очень велик: некоторые эвригалитные виды переносят колебания солености от почти пресной воды до 40‰. Солоноватоводные и морские организмы, такие как усоногие рачки и двустворчатые моллюски, могут изолироваться на достаточное количество часов при резком изменении солености воды. Критической соленостью, влекущей гибель организмов, для солоноватоводных животных является 5 – 8‰.

*Содержание кислорода* в воде определяет как видовой состав, так и биомассу обрастания. Даже при низком содержании кислорода (менее 4,0 мг/л) обрастание продолжает развиваться, при этом в биоценозе преобладают синезеленые водоросли и мшанки.

*Содержание биогенных веществ в воде.* Как биомасса, так и темпы процесса обрастания прямо коррелируют с количеством биогенных веществ в воде. Но в настоящее время обрастание практически не лимитировано питательными веществами, так как антропогенное загрязнение обуславливает достаточно высокое содержание этих веществ в морских водах.

*Антропогенное загрязнение вод* по разному сказывается на обрастателях. Наиболее токсично для них нефтяное загрязнение. Так как основная часть обрастателей является фильтраторами, то нефтяная пленка нарушает процессы их дыхания, обмена и питания. Концентрация нефти 1 л/м<sup>2</sup> является субле-

тальной для многих организмов. При таком загрязнении гибнет до 50% усоногих рачков [2].

Соединения тяжелых металлов, прежде всего меди, свинца, олова, токсичны для всех морских беспозвоночных. Однако чувствительность к этому виду загрязнения различна у разных систематических групп и разных стадий развития одного организма. Так, например, взрослые особи баянусов гибнут при концентрации меди 1 мг/л, а их личинки могут оседать и выживать при содержании меди до 20 мг/л [2].

*Биологический фактор.* Интенсивность обрастания прямо пропорциональна численности личинок организмов-обрастателей в планктоне.

В табл. 2 мы приводим ранжирование факторов среды, определяющих темпы и интенсивность развития процессов обрастания в теплых морских водах. Ранжирование осуществлялось на основании экспертных оценок по пятибалльной шкале, при этом наиболее значимый фактор оценивался в 5 баллов.

Таким образом, согласно этой оценке наиболее значимыми факторами для процесса обрастания являются наличие и численность организмов-обрастателей и скорость течения. Важными факторами являются также характеристики субстрата, содержание в воде биогенных веществ. Влияние остальных условий не столь значимо.

Отметим, что поскольку биообрастание — сложный многофакторный процесс, его прогнозирование весьма затруднено. При этом не приходится рассчитывать на методы моделирования, так как модели, удовлетворительно описывающие процесс, практически отсутствуют. Разрабатывая такие прогнозы, следует опираться на результаты ранжирования факторов среды для конкретного морского района, на анализ данных по экспериментальному изучению процесса в этом же районе (обрастание опытных пластин и т.д.) и данных по развитию биообрастания на объектах-аналогах. Такая методика была использована нами для оценки развития биообрастания системы технического водоснабжения (ТВС) проектируемой АЭС Куданкулам в Индии.

Изучение экологического состояния прибрежных вод Маннарского залива показало, что процессу обрастания в системе ТВС АЭС Куданкулам будет благоприятствовать:

значительная численность личинок организмов-обрастателей в районе Куданкулама;

наличие видов с большим объемным весом и большими размерами.

Таблица 2

**Ранжирование факторов среды, определяющих темпы и интенсивность процессов обрастания.**

№ п.п.	Факторы	Максимальный балл
<b>Характеристика субстрата</b>		
1.	Материал	3
2.	Конфигурация поверхности	3
<b>Характеристика водной среды</b>		
3.	Освещенность	1
4.	Температура воды	2
5.	Скорость течения	5
6.	Соленость	2
7.	Содержание растворенного кислорода	2
8.	Содержание биогенных веществ	3
9.	Уровень загрязненности	1
<b>Биологический фактор</b>		
10.	Наличие и численность видов-обрастателей	5

Согласно проектным расчетам в водозаборном сооружении пристеночные скорости течения воды (на участке активного оседания) будут находиться в пределах 0,5 – 1,0 м/сек, что благоприятно как для оседания, так и для питания обрастателей.

В районе АЭС Куданкулам в составе биоценозов обрастания идентифицировано 22 вида организмов: 8 видов макроводорослей и 14 видов животных. Основной вклад в обрастание вносят 2 вида усоногих рачков — *Balanus reticulatus* и *B. tintinnabulum*. Максимальная интенсивность обрастания наблюдается в поверхностных слоях и на глубине 3,0 м. Вертикальное распределение организмов-обрастателей довольно неоднородно. На поверхности доминировали макроводоросли, ракообразные — *Balanus reticulatus*, моллюски — *Perna indica*, в отдельные периоды — гидроиды, черви. На глубине 3,0 м массового развития достигали усоногие рачки *Balanus reticulatus*, *B. tintinnabulum*, макроводоросли, моллюски. В придонных горизонтах обрастание представлено, в основном, асцидиями, усоногими рачками, мшанками, полихетами. Такое распределение характерно для участков со скоростями течения 1,0 – 3,0 м/

сек. При скорости течения 6 м/сек. отмечалось минимальное развитие сообщества обрастания; из состава биоценоза практически полностью выпадают моллюски, асцидии, полихеты (рисунок на цветной вкладке) [5].

При составлении прогноза анализировались три варианта компоновки системы ТВС (табл.3).

Таблица 3.

Сравнительная балльная оценка воздействия на процесс обрастания различных факторов среды для разных типов системы ТВС АЭС Куданкулам

№ п.п.	Факторы	I вариант: открытый канал с глубинным водозабором	II вариант: подводный туннель	III вариант: подводящие трубы
1.	Материал субстрата	1	3	3
2.	Конфигурация поверхности	1	2	3
3.	Освещенность	-1	0	0
4.	Температура воды	1	2	2
5.	Скорость течения	5	5	
6.	Соленость			
7.	Содержание растворенного кислорода	2	2	2
8.	Содержание биогенных веществ	2	2	2
9.	Уровень загрязнения вод	1	1	1
10.	Биологический фактор	4	4	
Сумма баллов		18	23	24

Значимость факторов среды для каждого варианта оценивалась в баллах, исходя из максимально возможного, представленного в табл. 2. Наибольшая сумма баллов соответствует наиболее благоприятной ситуации для развития обрастания. Показана следующая тенденция активизации этого негативного процесса:

I, II ≈ III



В соответствии с этим выводом наибольших темпов и величин обрастания следует ожидать в случае трубопровода. При выборе типа системы ТВС рекомендуется вариант I - открытый канал с заглубленным водоприемником. Водоприемник должен располагаться вне зоны поступления в водозабор донных отложений.

Для наихудшего варианта, сочетающего эксплуатацию системы ТВС в условиях длительного стояния воды в трубах и отсутствия борьбы с обрастанием, возможные масштабы проявления биообрастания оцениваются на уровне 100-200 кг/м<sup>2</sup>.

В связи с этим прогнозом разрабатываются конкретные мероприятия по снижению интенсивности развития процесса обрастания системы ТВС АЭС Куданкулам.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Nair K. V. K. Marine biofouling and allied problems in the condenser cooling systems of MAPS. // Marine biofouling and Power Plants. Proc. of Spec. Meeting on «Marine Biodeterioration with reference to Power Plant Cooling Systems». Bombay. 1990.
2. Зевина Г.Б. Биология морского обрастания. // М.: МГУ. 1994.
3. Зевина Г.Б., Негашев С.Э. Максимальная биомасса прибрежного обрастания в Южно-Китайском море. // Гидробионты Южного Вьетнама. М.: Наука. 1994.
4. Ошурков В.В., Буяновский А.И. Распределение и экология съедобной мидии на шельфе юго-восточной Камчатки. // Биология моря. Владивосток. 1986. №4.
5. Kajihara T., Hiraho R., Chiba K. Marine fouling animals in the Bay of Namanako. // Japan. Veliger. 1976. V.18. №4.
6. Марфенин Н.Н. Влияние приливных электростанций на окружающую среду. М.: Наука. 1995.

## ОБЕСПЕЧЕНИЕ БЕЗОПАСНОСТИ ОБЪЕКТОВ ЗАЩИТЫ МОЛОДИ РЫБ ОТ ПОПАДАНИЯ В ВОДОЗАБОРЫ

*Иванов А.В., кандидат техн. наук (АО «Институт Гидропроект»)*

### *Классификация зон влияния водозабора.*

Обеспечение безопасности покатных миграций молоди рыб (предотвращение попадания рыб в водозаборные сооружения) является одной из наиболее актуальных проблем сохранения естественного воспроизводства рыбных запасов при гидротехническом строительстве.

Опыт исследований, разработок и испытаний рыбозащитных устройств на водозаборах показывает [1], что попадание молоди рыб в водозабор происходит главным образом в период нахождения ее в состоянии пассивного ската, при котором молодь не сопротивляется течению водотока и использует его как транспортное средство для перемещения с нерестилищ к местам нагула, расположенным в низовьях рек, озерах и морях. Характер пассивных покатных миграций зависит от многих факторов: скорости течения, размерно-видового состава покатников, освещенности, прозрачности и температуры воды. Освещенность и прозрачность воды, влияющие на способность молоди активно ориентироваться в водоеме, обуславливают суточную, а размерно-видовой состав покатников и температура воды, определяющие их плавательную способность, - сезонную неравномерности интенсивности покатных миграций. Однако решающее значение здесь имеет величина скорости транспортирующей молодь рыб течения водотока. Так при превышении ее критических значений молодь пассивно скатывается в потоке при любых других его характеристиках, а попав в зону влияния водозабора, обладающую вышеуказанным скоростным режимом, она безусловно попадет в водозабор. В тоже время при отсутствии течений в водоеме покатные миграции отсутствуют как в светлое, так и в темное время суток. В связи с этим становится очевидным, что на молодь определенного размерно-видового состава, находящуюся в условиях конкретного водоема (освещенность, температура, прозрачность воды и т.д.), различная скорость течения потока оказывает неодинаковое воздействие, характерное для четырех основных диапазонов скоростей (рис.1) [2]:

«А» — диапазон устойчивого ската — скорость течения, при которой молодь скатывается вниз по течению в любое время суток;

«Б» — диапазон ночного пассивного ската — скорость течения, при которой молодь активно сопротивляется потоку днем и пассивно скатывается ночью;

«В» — диапазон активного сопротивления потоку — скорость течения, позволяющая молоди, активно сопротивляясь потоку, удерживаться в определенном районе обитания в течение целых суток;

«Г» — индифферентный диапазон — скорость течения ниже пороговой, при которой у молоди не возникает реореакция (реакция рыб на течение воды).

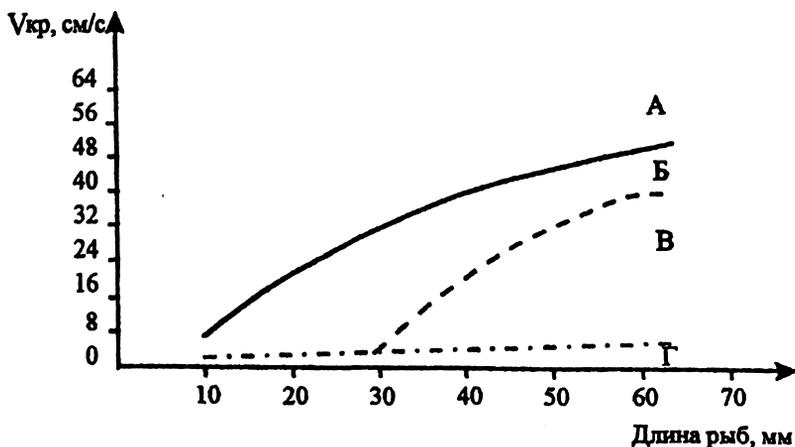


Рис. 1. Характерные диапазоны скорости течения водотока, транспортирующего покатную молодь рыб.

А — диапазон устойчивого ската молоди рыб; Б — диапазон пассивного ночного ската; В — диапазон активного сопротивления потоку; Г — индифферентный диапазон

Очевидно также, что и водозаборы оказывают на прилегающую акваторию водотока неодинаковое влияние. Так, скорость втекания воды в водозабор увеличивается по мере приближения к нему, при этом возрастает и вероятность затягивания молоди в водозабор. В связи с этим при проектировании водозаборного и рыбозащитного сооружений необходимо учитывать наличие перед водозабором определенных зон его влияния, в которых на молодь рыб оказывается неодинаковое, характерное для этих зон скоростное воздействие. Классифицировать зоны влияния водозабора наиболее целесообразно в соответствии с градацией скорости течения потока в водозабор на вышерас-

смотренные диапазоны скоростей (рис. 2) [2]:

«А» — зона гарантированного затягивания молоди в водозабор, из которой молодь попадает в водозабор в любое время суток (зона устойчивого ската);

«Б» — опасная зона, в которой молодь может держаться в светлое время суток и затягивается в водозабор ночью (зона ночного пассивного ската);

«В» — безопасная зона, в которой молодь способна противостоять затягивающему ее в водозабор потоку в течение целых суток (зона активного сопротивления потоку);

«Г» — зона отсутствия влияния водозабора на молодь (индифферентная зона).

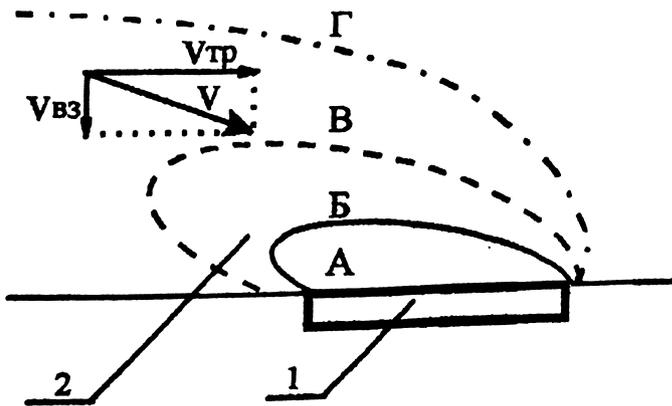


Рис. 2. Зоны влияния водозабора.

1 — водозабор, 2 — зона влияния водозабора. А — зона гарантированного затягивания молоди в водозабор; Б — опасная зона; В — безопасная зона; Г — индифферентная зона.  
 $V$  — скорость водотока в зоне влияния водозабора;  $V_{тр}$  — транзитная составляющая скорости водотока;  $V_{вз}$  — скорость поступления водотока в водозабор

При этом следует отметить, что на параметры и конфигурацию водозаборных зон существенное влияние оказывает транзитное течение водотока, учитывать которое необходимо прежде всего при разработке системы отведения защищенных рыб из зоны влияния водозабора. Так для недопущения повторного попадания молоди рыб в опасные зоны ее необходимо отводить в индифферентную зону «Г» ниже водозабора по течению.

Сами же параметры и конфигурацию водозаборных зон следу-

ет учитывать при определении типа, конструкции, а главное, месторасположения водозаборного оголовка рыбозащитного сооружения (РЗС). Так, при вынесении последнего на транзит и соблюдении его параметров, характерных для безопасной зоны «В» (скорость втекания воды через защитно-водоприемный орган РЗС соответствует диапазону скоростей «В»), можно организовать защиту молоди рыб без особых эксплуатационных затрат.

Тем не менее, не во всех случаях экономически целесообразно, а порой просто технически невыполнимо устраивать на транзите огромный по размерам водозаборный оголовок. Целесообразнее выполнить его менее громоздким и установить в более комфортных для строительства и эксплуатации условиях, например поближе к берегу и насосной станции. Однако в этом случае режим втекания воды в водозабор будет жестче (соответствовать диапазонам скоростей «Б» или «А»), поэтому эффективно защищать молодь рыб можно будет лишь организацией перед защитно-водоприемным органом РЗС транзитного течения, гидравлическая структура которого обеспечивает транспортирование молоди рыб вдали от водоприемного органа со скоростями, значительно превышающими скорости втекания воды в последний. В настоящее время для решения этой задачи в конструкциях РЗС предложено использовать специальные потокоформирующие элементы [2].

Потокоформирующий элемент представляет собой оголовок, установленный на входе в РЗС. Тип, конструкция и принцип его действия могут быть различными, однако функциональное назначение его во всех РЗС неизменное. Потокоформирующий элемент предназначен для создания такой гидравлической структуры поступающего в РЗС потока воды с молодь рыб, которая организует вывод покатной молоди в удаленную от водоприемного органа зону транзитного потока и обеспечивает оптимальные условия для пассивного ската молоди в транзитном потоке без контакта с водоприемной поверхностью.

Оборудование потокоформирующими элементами известных конструкций РЗС позволяет не только повысить эффективность защиты и жизнеспособность покатной молоди рыб, но и в большинстве случаев улучшить и другие эксплуатационные характеристики РЗС — борьбу с наносами, шугой и т.д., а также повысить безопасность возводимых сооружений. Примером этому является модернизация «экологического» РЗС для водозабора Конаковской ГРЭС [2,3].

### *Повышение безопасности сооружений, предназначенных для защиты молоди рыб*

Водозабор Конаковской ГРЭС производительностью до 45 м<sup>3</sup>/с расположен в ковше глубиной до 14 м на берегу Иваньковского водохранилища. Состав ихтиофауны в зоне водозабора представлен молодь рыб поверхностно скатывающихся карповых видов (плотвы, леща, уклей и др.) и донных окуневых видов (судак). Опыт многолетних ихтиологических наблюдений позволил обосновать возможность применения на водозаборе отгораживающего «экологического» РЗС в виде гибкого плавучего экрана. Для защиты как поверхностных, так и донных видов рыб был предложен двухъярусный экран, вынесенный с помощью сопрягающих дамб вглубь водоема, на его стрежень. Водонепроницаемые экраны препятствуют забору воды из поверхностных и донных рыбообитаемых слоев водоема, поэтому водозабор питается только из малообитаемой рыбой толщи водоема.

Предшествующие этому техническому решению разработки отгораживающего РЗС нашли применение в двух полномасштабных экспериментальных образцах, установленных на рассматриваемом водозаборе. Однако оба были разрушены во время первых же штормов. При изучении их останков было установлено, что причиной разрушения явились волновые нагрузки, приведшие к частичному порыву экранов уже во время их монтажа в рабочее положение, проводившегося при наличии определенного волнения на водоеме. Таким образом было установлено, что применение РЗС с гибкими плавучими экранами на водозаборе, не защищенном от волнового воздействия, нецелесообразно.

Дальнейший анализ волнового и ихтиологического режимов в зоне действия водозабора позволил установить, что при волнении водоема поверхностная молодь рыб уходит из «неспокойной» волновой зоны «В», опускаясь в толщу водоема, т.е. попадает в зону влияния водозабора «Б».

Дополнительное поступление молоди к водозабору обеспечивает и ветровой нагон с противоположного берега, вдоль которого расположено обширное мелководье — место нагула большинства обитающих в водохранилище видов рыб.

Существенным недостатком предложенного РЗС является и величина скорости транзитного течения, сравнимая со скоростным диапазоном «В» и, следовательно, недостаточная для эффективного отвода молоди рыб из зоны действия рабочего (за-

щитно-водоприемного) органа РЗС — водопропускной секции с гибкими плавающими экранами.

С целью исправления выявленных недостатков и совершенствования конструкции РЗС, а именно для повышения его безопасности и рыбозащитной эффективности в водохранилище, перед водопропускной секцией, было предложено устроить ветрозащитную дамбу. В результате отгораживающее «экологическое» РЗС было преобразовано в отводящее (инженерно-экологическое) РЗС (рис. 3), включающее транзитный канал с входным конфузурным участком (кумулятивным потокоформирующим элементом), водопропускной секцией (отгораживающим защитно-водоприемным рабочим органом) и выходным участком (рыбоотводом, использующим естественное течение водотока). Габариты транзитного канала (его сужение по длине) и длина защитной дамбы были подобраны из условий обеспечения защиты водопропускной секции от волновых воздействий и необходимой для транспортировки молоди рыб величины транзитной скорости течения в канале при боковом отборе из него воды в водозабор.

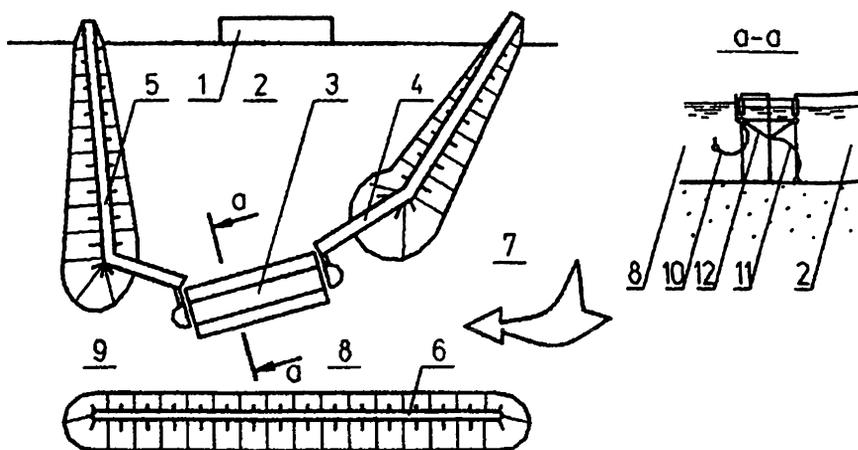


Рис. 3. Отводящее рыбозащитное сооружение с отгораживающим «экологическим» рабочим органом.

1 — водоприемник; 2 — водозаборная акватория; 3 — водопропускная секция; 4 — верховая сопрягающая дамба; 5 — низовая сопрягающая дамба; 6 — вододелятельная защитная дамба; 7 — входной оголовок; 8 — рабочий участок (транзитный канал); 9 — выходной рыбоотводящий участок; 10 — поверхностный экран; 11 — донный экран; 12 — плавучая несущая конструкция.

Проведенные лабораторные исследования предложенной конструкции подтвердили целесообразность осуществленной модернизации (рис. 4) [3]. При этом было отмечено, что устройство защитной дамбы позволило:

предотвратить прямое волновое воздействие на водопропускную секцию;

предотвратить ветровой нагон молоди рыб с противоположного берега водохранилища;

предотвратить затягивание в зону влияния водозабора молоди рыб, скатывающейся по стрежню водоема;

повысить в среднем на 15% величину транзитной скорости течения в канале, в частности на его концевом участке.

Таким образом, совершенствование конструкции РЗС позволило:

обеспечить защиту гибких экранов от волновых нагрузок как во время их эксплуатации, так и при монтаже их в рабочее положение;

предотвратить ветровой нагон рыб к водозабору из водохранилища, в частности от противоположного берега;

организовать более устойчивую, характерную для отводящих РЗС, защиту молоди рыб от попадания в водозабор, заключающуюся в том, что во входном оголовке транзитного канала организуется такая гидравлическая структура течения, при которой основное количество покатной молоди отходит от водопропускной секции и выводится к вододелительной дамбе, где скатывается на транзите с повышенными скоростями течения из зоны действия водозабора. Другая же часть молоди рыб с потоком, поступающим в водозабор, приближается к водопропускной секции. Однако, выходя из более скоростной зоны потока, она, активно обрабатывая плавниками, стремится занять наиболее благоприятный для себя горизонт водотока, т.е. разделяется на поверхностно и придонно скатывающуюся молодь. У водопропускной секции разделившаяся по ярусам молодь рыб задерживается поверхностным и донным экранами и вдоль них отводится транзитным течением от водозабора. При этом поступающий к водопотребителю поток через водопропускное отверстие втекает в водозаборную акваторию.

При включении потокоформирующих элементов в конструкции РЗС других типов во многих случаях можно улучшить условия их эксплуатации. Так, например, при заборе воды русловой насосной станцией, расположенной в слабопроточном водоеме, часто перед

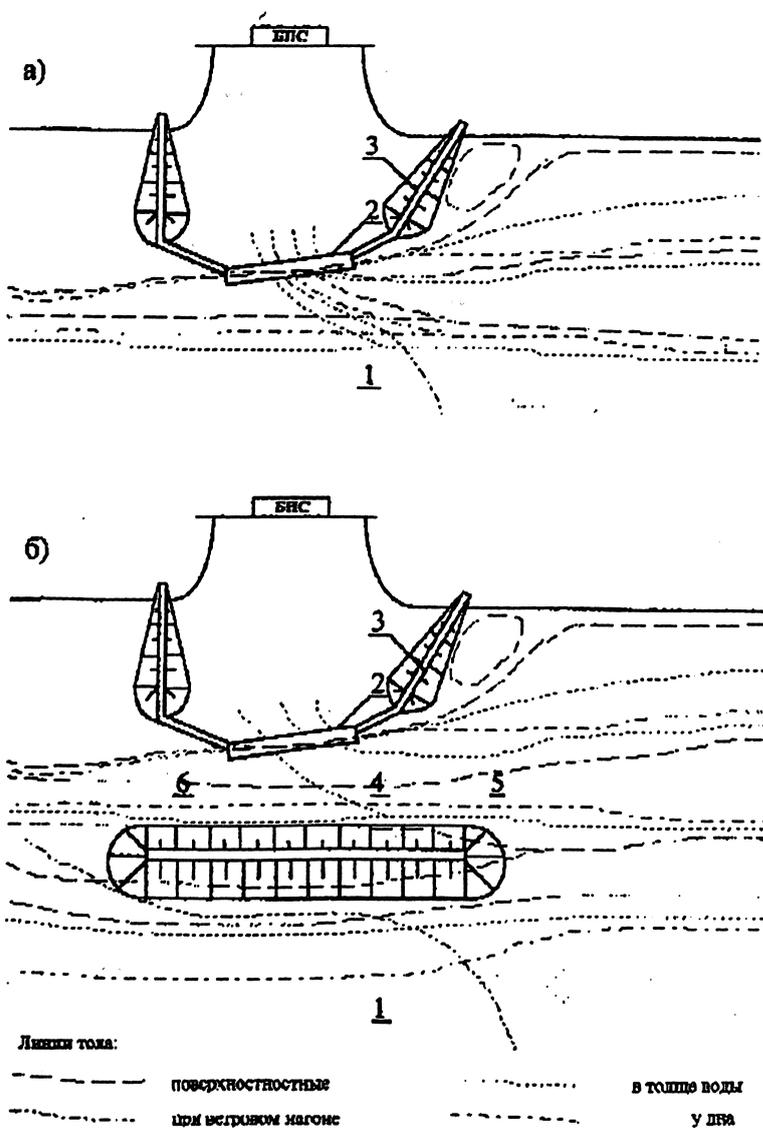


Рис. 4. Исследование структуры течений в зоне действия PЗС с отгораживающим рабочим органом.

а) без защитной дамбы — PЗС «Экологического типа»; б) с защитной дамбой — отводящее PЗС с отгораживающим рабочим органом «Экологического типа»; 1 — стрежень, 2 — отгораживающий рабочий орган, 3 — потоконаправляющая сопрягающая дамба, 4 — транзитный канал, 5 — входной кумулятивный участок, 6 — выходной рыбоотводящий участок.

водозаборными окнами скапливаются плавучий мусор, наносы, шуга и т.д., значительно затрудняющие эксплуатацию водозабора. Устройство на водозаборе РЗС, включающего потокоформирующий элемент, например систему струегенераторов, позволяет организовать перед водозаборными окнами гидравлический экран, что создает не только условия для эффективной защиты молоди рыб от попадания в водозабор, но одновременно с этим удаляет от водозабора плавающий мусор, наносы, а при подаче в систему струегенераторов теплой воды и шугу.

#### Вывод

Включение в конструкцию рыбозащитных сооружений входных потокоформирующих элементов, предназначенных для организации перед рабочим органом РЗС гидравлического режима транзитного течения водотока, оптимального для эффективной бесконтактной защиты молоди рыб, не только обеспечивает повышение рыбозащитной эффективности РЗС, но и в большинстве случаев повышает безопасность и условия их эксплуатации.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Павлов Д.С., Пахоруков А.М. Биологические основы защиты рыб от попадания в водозаборные сооружения. М.: Легкая и пищевая промышленность. 1983.
2. Иванов А.В. Совершенствование конструкций рыбозащитных устройств с применением потокоформирующих элементов. Диссертация канд.техн.наук, М.: Гидропроект. 1999.
3. Модернизация рыбозащитного комплекса Конаковской ГРЭС. М.: Гидропроект. 1996.

**ОБ ИЗДАНИЯХ МЕЖДУНАРОДНОЙ КОМИССИИ  
ПО БОЛЬШИМ ПЛОТИНАМ  
(СПРАВОЧНО-БИБЛИОГРАФИЧЕСКАЯ ИНФОРМАЦИЯ)**

*Самарин В.Г., ученый секретарь РНК СИГБ,  
кандидат техн. наук (АО НИИЭС)*

Международная комиссия по большим плотинам (сокращенно СИГБ с французской аббревиатуры), созданная в 1928 г., в настоящее время объединяет 83 страны мира, включая Россию (Российскую Федерацию), которая признана СИГБ приемником СССР, принятого в члены этой организации в 1934 г. Согласно Конституции и Уставу (Правилам процедур) в задачи СИГБ входит издание трудов Международных конгрессов по большим плотинам (проводятся, как правило, один раз в три года в странах-членах СИГБ), технических бюллетеней и других материалов, а также содействие обмену информацией в области мирового плотиностроения и смежных дисциплин между Национальными комитетами по большим плотинам стран-членов СИГБ. Издание печатной продукции СИГБ организует Центральное бюро СИГБ в Париже.

В издательской деятельности СИГБ в значительной мере заинтересованы отечественные специалисты и ученые для возможности оперативного получения научно-технической информации о достижениях мирового плотиностроения как по публикациям в изданиях СИГБ, так и материалам, выпускаемым Национальными комитетами по большим плотинам, а также из источников (статей и других публикаций) в таких международных периодических журналах, отражающих интересы СИГБ, как «International Water Power & Dam Construction», «The International Journal on Hydropower & Dams», «Dam Engineering».

В нашей стране статьи о мероприятиях СИГБ, а также обзоры, написанные по материалам этих мероприятий, в основном публикуются в научно-техническом журнале «Гидротехническое строительство» (ГТС), основанном в 1930 г. и издаваемом в Москве, который является основным периодическим печатным органом, отражающим интересы вначале Советского и затем Российского национального комитета по большим плотинам (СНК/РНК СИГБ). Кроме того, обзорные статьи по материалам СИГБ публиковались в сборнике «Энергетическое строительство за рубежом» (ЭСР), который издавался в 1959-1989 гг. в Москве. Материалы по трудам V-IX и XI-XIII конгрессов СИГБ также подробно освещены в

выпусках издававшегося в 1958-1985 гг. сборника «Проектирование и строительство больших плотин» под общей редакцией тогда председателя СНК СИГБ А.А. Борового.

К основным техническим изданиям СИГБ относятся:

### **1. Труды конгрессов СИГБ.**

До настоящего времени изданы труды I-XIX конгрессов СИГБ, которые состоялись в период 1933-1997 гг. и на которых в общем рассмотрены 75 технических вопросов (в основном по 4 вопроса на одном конгрессе) по конкретным аспектам мирового плотинотроения, при этом труды каждого конгресса обычно состоят из пяти томов при объеме одного тома от 600 до 1900 страниц. В каждом из четырех первых томов публикуются доклады и сообщения по одному из четырех технических вопросов, рассмотренных на конгрессе, и в последнем 5-м томе - генеральные доклады по техническим вопросам (если эти доклады не были опубликованы в первых четырех томах), выступления в дискуссиях по техническим вопросам и различная информация о данном конгрессе. Доклады и сообщения в трудах конгрессов публикуются на одном из рабочих языков СИГБ - английском или французском (по желанию авторов) с названием и аннотацией на языке визави.

### **2. Технические бюллетени СИГБ.**

Только за 1968-1997 гг. Центральное бюро СИГБ издало 90 технических бюллетеней СИГБ (ICOLD/CIGB Bulletins №№ 20-110), подготовленных Техническими комитетами СИГБ и утвержденных к изданию на ежегодных заседаниях Исполкомов СИГБ. Как правило, технические бюллетени СИГБ включают аналитические обзоры, руководства и рекомендации по темам, рассмотренным Техническими комитетами СИГБ, в том числе по безопасности плотин и приплотинных сооружений гидроузлов, их старению, авариям и разрушениям, наблюдениям, мониторингу и контролю состояния и поведения сооружений, а также другим аспектам этой проблемы. Объемы бюллетеней варьируются от 12 до 300-400 страниц двухколонкового текста на английском и французском языках.

### **3. Труды международных симпозиумов, проводимых в рамках программ заседаний Исполкомов СИГБ и организуемых Национальными комитетами по большим плотинам тех стран, в которых состоялись заседания Исполкомов СИГБ.**

С 1982 г. изданы труды международных симпозиумов СИГБ по следующей тематике:

Плотины в узких ущельях (1982 г., 50-й Исполком, Рио-де-Жанейро, Бразилия).

Землетрясения и плотины (1987 г., 55-й Исполком, Пекин, КНР).  
Аналитическая оценка проблем, связанных с безопасностью плотин (1989 г., 57-й Исполком, Копенгаген, Дания).

Безопасность и восстановление плотин хвостохранилищ (1990 г., 58-й Исполком, Сидней, Австралия).

Плотины и экстремальные паводки (1992 г., 60-й Исполком, Гранада, Испания).

Высотная Асуанская плотина (ВАП) — жизненно важное достижение полностью контролируется (1993 г., 61-й Исполком, Каир, Египет).

[Роль] водохранилищ в развитии речных бассейнов (1995 г., 63-й Исполком, Осло, Норвегия).

Сейсмические и природоохранные [экологические] аспекты проектирования земляных и бетонных плотин и плотин хвостохранилищ (1996 г., 64-й Исполком, Сантьяго, Чили).

Венеция и Флоренция: комплексный диалог с водой (1997 г., 65-й Исполком, Флоренция, Италия).

Восстановление плотин (1998 г., 66-й Исполком, Нью-Дели, Индия).

Основания плотин — проблемы и решения (1999 г., 67-й Исполком, Анталия, Турция).

Каменно-набросные плотины с бетонными экранами (симпозиум на эту тему состоится в сентябре 2000 г. в рамках 68-го Исполкома СИГБ в Пекине, КНР).

*4. Труды международных научных форумов (конференций, симпозиумов, рабочих семинаров и т.п.), организуемых и проводимых Национальными комитетами по большим плотинам под эгидой СИГБ.*

За последние 15 лет Национальными комитетами по большим плотинам были проведены, в частности, следующие международные мероприятия по тематике, связанной с плотинами и смежными дисциплинами:

Конференция по безопасности плотин (23 – 27 апреля 1984 г., Коимбра, Португалия).

Конференция по безопасности плотин, включая паводки, водобросы и бетонные плотины (13 – 15 сентября 1984 г., Кардифф, Великобритания).

Симпозиум по новым материалам и технологиям в строительстве плотин (5 – 7 марта 1987 г., Мадрас, Индия).

Рабочий семинар по арочным плотинам (5 – 9 апреля 1987 г., Коимбра, Португалия). Курсы по безопасности плотин (13 – 25 сентября 1987 г., Хельсинки — Рованиemi, Финляндия).

Конференция по восстановлению водохранилищ (14 – 17 сентября 1988 г., Манчестер, Великобритания).

Рабочий семинар (7 – 14 февраля 1989 г., Нью-Дели, Индия) и конференция (3 – 6 декабря 1991 г., там же) на тему «Необходимость в исследованиях по безопасности плотин».

Рабочие семинары по численному анализу [расчету] плотин (Benchmark Workshops: 1991 г., Бергамо, Италия; 1992 г., там же; 1994 г., Париж, Франция; 1996 г., Мадрид, Испания; 1999 г., Денвер, штат Колорадо, США).

Симпозиум по плотинам из укатанного бетона (6-9 ноября 1991 г., Пекин, КНР).

Рабочий семинар по оценке безопасности плотин (26-28 апреля 1993 г., Гриндельвальд, Швейцария).

Конференция по щелочным реакциям в бетонных сооружениях ГЭС и плотинах (22 – 27 октября 1995 г., Чаттануга, штат Теннесси, США).

Конференция по контролю и регулированию исполнения контрактов в строительной индустрии (6 – 10 марта 1995 г., Нью-Дели, Индия).

Симпозиум по плотинам из укатанного бетона (2 – 4 октября 1995 г., Сантандер, Испания).

Симпозиум по исследованиям и разработкам в области плотин (7-9 сентября 1995 г., Кранс-Монтана, Швейцария).

Симпозиум по ремонту и модернизации плотин (5 – 7 июня 1996 г., Стокгольм, Швеция).

Совместная 8-я ежегодная конференция Канадской ассоциации по безопасности плотин и Канадского национального комитета по большим плотинам (CDSA/CANCOLD) на тему «Современные вопросы и достижения в области безопасности плотин» (6 – 10 октября 1996 г., Ниагара-Фоллс, провинция Онтарио, Канада).

Конференция по оценке безопасности плотин (26 – 30 ноября 1996 г., Тривандрум, Индия).

Симпозиум по новым тенденциям и руководствам по безопасности плотин (17 – 19 июня 1998 г., Барселона, Испания) [см. ГТС, 1999, №4, с.50-54; БЭС, 1998, вып.4, с.258-291].

Прочие международные научные форумы по безопасности плотин:

Конференция по координации исследований по безопасности плотин (25 – 27 октября 1982 г., Денвер, штат Колорадо, США, организатор — Межведомственный комитет по безопасности плотин США).

Семинар по оценке безопасности существующих плотин (22 апреля – 1 мая 1985 г., Денвер, штат Колорадо, США, организатор – Бюро мелиорации США).

Ежегодная конференция ASDSO по безопасности плотин (7-10 сентября 1997 г., Питтсбург, штат Пенсильвания, США).

Технические семинары по безопасности, эксплуатации и техническому обеспечению плотин (1988-1992 гг., Денвер, штат Колорадо, США, организатор – Бюро мелиорации США).

Ежегодные собрания Национального комитета Соединенных Штатов по безопасности плотин (USCOLD) с лекциями по тематике:

Безопасность и восстановление плотин (1984 г.);

Перспектива по безопасности плотин для частных владельцев (1985 г.);

Использование геосинтетики в плотинах (1991 г.);

Модернизация плотин для возможности борьбы с катастрофическими паводками (1992 г.);

Реконструкция и восстановление плотин с целью обеспечения их безопасности (1994 г.);

Старение плотин (1999 г.).

Семинар ЕЭК ООН по безопасности плотин (1988 г., Рованиemi, Финляндия) [см. ГТС, 1990, №9, с.51-53].

1-я ежегодная конференция Канадской ассоциации по плотинам (CDA) на тему «Управление системами плотин и водохранилищ» (27 сентября – 1 октября 1998 г., Галифакс, провинция Новая Шотландия, Канада).

Семинар по безопасности плотин (10 – 14 мая 1993 г., Ванкувер, провинция Британская Колумбия, Канада, организатор – компания «British Columbia Hydro International Limited»).

Семинар по курсу «Математическое моделирование для проектирования и оценки безопасности плотин» (4 – 8 сентября 1995 г., Удин, Италия, организатор – Международный центр по наукам в области механики).

Приведенные выше сведения о международных научных форумах, посвященных плотинам, хотя и не являются сколь либо полными, однако позволяют судить о том, что в последние годы мировая общественность обеспокоена необходимостью решения вопросов в области безопасности плотин и смежных областях плотиностроения.

### 5. Другие технические публикации СИГБ.

Согласно каталогу «Публикации СИГБ» (ICOLD Publications/Publications de la SIGB) за 1995 г. Центральное бюро СИГБ выпустило и предлагает для приобретения следующие публикации (главным образом книги на английском и французском языках):

Технический словарь по плотинам (на 6 языках: английском, французском, немецком, испанском, итальянском и португальском), 1994, 440с.

Абстракты (резюме) публикаций СИГБ:

Том I, 1978, 668с. (абстракты докладов, опубликованных в трудах IX-XII конгрессов СИГБ);

Том II, 1983, 613с. (абстракты докладов, опубликованных в трудах I-VIII и XIII конгрессов СИГБ, и Бюллетеней СИГБ №№15-39).

Абстракты (резюме) публикаций СИГБ: электронная версия библиографии (абстрактов докладов и сообщений, опубликованных в трудах I-XVIII конгрессов СИГБ), 1994.

Разрушение плотин и водохранилищ: примеры и их анализ, 1983 (1984), 368с.

Мировой регистр плотин, 3-е полное издание, 1984, 754с. (издается с 1973 г.); первое дополнение к 3-му изданию, 1988, 366с.

Плотины в Европе и СССР, 1991, 132с.

Плотины на почтовых марках, 1992, 72с.

Вода за счет плотин в Сирии, 1993, 56с.

Более ранние публикации СИГБ:

Механика скальных пород и основания больших плотин (автор P.Londe), 1973.

Уроки от аварий плотин. Полное издание, 1974-1981.

Технический словарь по плотинам (с приложением «Глоссария»), 1979.

Публикации Национальных комитетов по большим плотинам, доступные в Центральном бюро СИГБ:

Современные тенденции в проектировании и строительстве грунтовых [земляных] плотин (на англ. языке), 1979, 125с. (авторы S.D. Wilson & R.J. Marsal, книга издана Американским обществом гражданских инженеров).

Строительство плотин китайским народом (на англ. языке), 1979, 240с. (книга издана Китайским национальным комитетом).

Большие плотины в Китае (на англ. языке), 1987, 250с. (книга издана Китайским национальным комитетом).

Энергетические ресурсы и плотины в Исландии, 1989.

Собранная информация о конгрессах, заседаниях Исполкомов, технических симпозиумах и технических бюллетенях СИГБ (в основном по публикациям в отечественных изданиях) сосредоточена ниже в следующих разделах:

I. Публикации в отечественных изданиях о конгрессах и заседаниях Исполкомов СИГБ, статьи и обзоры по материалам этих мероприятий.

II. Журнальные статьи в отечественных изданиях со ссылками на материалы СИГБ и Национальных комитетов СИГБ.

III. Прочие публикации и документы.

IV. Технические бюллетени СИГБ.

V. Статьи о гидротехническом строительстве в военное время.

Материалы этих разделов, во-первых, свидетельствуют о практической заинтересованности отечественных ученых и специалистов в изданиях СИГБ и Национальных комитетов СИГБ по различным аспектам мирового плотиностроения, в том числе по вопросам безопасности плотин и приплотинных сооружений гидроузлов, и, во-вторых, могут оказаться полезными при поисках необходимой информации о публикациях в изданиях СИГБ и Национальных комитетов СИГБ через международную информационную систему «Интернет» (о системе «Интернет» см. в статье председателя РНК СИГБ А.Н. Семенова «67-й Исполком Международной комиссии по большим плотинам (СИГБ)», опубликованной в журнале «Гидротехническое строительство» №2 за 2000 г., с.42-53).

## **I. ПУБЛИКАЦИИ В ОТЕЧЕСТВЕННЫХ ИЗДАНИЯХ О КОНГРЕССАХ И ЗАСЕДАНИЯХ ИСПОЛКОМОВ СИГБ, СТАТЬИ И ОБЗОРЫ ПО МАТЕРИАЛАМ ЭТИХ МЕРОПРИЯТИЙ**

**I конгресс (1933 г., Стокгольм, Швеция).**

*Технические вопросы конгресса:*

1. Бетонные плотины: а) Выветривание и разрушение бетона в гравитационных плотинах при их старении. б) Деформации плотин и повышение температуры бетона.

2. Земляные плотины: а) Методы исследований [лабораторных и полевых испытаний] грунтовых материалов, предназначенных для возведения земляных плотин. б) Фильтрация воды через тело и основание плотин.

Денисов И.П. [Первый] Международный конгресс по большим плотинам [обзор докладов] //ГТС, 1934, №6, с.45-48.

**II конгресс (1936 г., Вашингтон, США).**

*Технические вопросы конгресса:*

3. Специальные цементы.

4. Устройство температурных швов и обеспечение их водонепроницаемости.

5. Облицовки откосов каменных и бетонных плотин.

6. Исследование грунтов в основаниях плотин.

7. Расчет устойчивости откосов земляных плотин.

Третья мировая энергетическая конференция [МИРЭК]. //ГТС, 1936, с.40-41 (перечислены технические вопросы, включенные в программу II конгресса СИГБ, проходившего совместно с МИРЭК).

Моисеев С.Н. Второй международный конгресс по большим плотинам [обзор докладов]. //ГТС, 1937, №4-5, с.63-65.

Фокин А.М. Инженерно-геологические исследования в основании плотин в США [об основных положениях доклада Дж. Мида (США) на конгрессе]. //ГТС, 1938, №4, с.41.

Щавелев Н.Ф., Касаткин Ю.Н., Давиденко В.М. Асфальтобетонные диафрагмы в грунтовых плотинах [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1979, №2, с.15-17.

III конгресс (1948 г., Стокгольм, Швеция).

*Технические вопросы конгресса:*

8. Противодавление и результирующие напряжения в плотинах.

9. Методы и приборы для измерений напряжений и деформаций в земляных и бетонных плотинах.

10. Современные средства для предотвращения суффозии.

11. Методы испытаний на больших плотинах с использованием специальных цементов.

IV конгресс (1951 г., Нью-Дели, Индия).

*Технические вопросы конгресса:*

12. Методы определения максимального расхода ожидаемого расчетного паводка на плотине. Выбор типа, пропускной способности и общего расположения временных и постоянных водовыпусков и водосбросов.

13. Проектирование и строительство земляных и каменно-набросных плотин с ядром и диафрагмой.

14. Заиление водохранилищ и связанные с ним проблемы.

15. Бетон для больших плотин.

Ничипорович А.А. Проектирование и строительство высоких плотин из местных материалов за рубежом [с использованием материалов II, III и IV конгрессов]. //ГТС, 1958, №8, с.48-53.

V конгресс и 22-й Исполком (1955 г., Париж, Франция)

*Технические вопросы конгресса:*

16. Проектирование и строительство плотин на водопроницаемых грунтах и методы подготовки [укрепления] оснований.

17. Экономичность и надежность [безопасность] бетонных плотин различных типов.

18. Осадки плотин на сжимаемых грунтовых основаниях с учетом сейсмических нагрузок.

19. Влияние содержания цемента в бетоне на поведение гравитационных, арочных и контрфорсных плотин и на водопроницаемость и морозостойкость бетона.

Пятый международный конгресс по большим плотинам //ГТС, 1955, №6, с.44.

Тонини Д. Осадка плотин вследствие сжимасмости материалов плотин или их грунтовых оснований. Вопросы сейсмических нагрузок на плотины [генеральный доклад по вопросу 18]. //ГТС, 1955, №8, с.35-38; 1956, №1, с.54-58.

Ли Ф.М. Бетон для больших плотин [генеральный доклад по вопросу 19]. //ГТС, 1955, №6, с.44-47.

Эристов В.С. Консолидация аллювия в основании плотины Серр-Понсон [земляная плотина высотой 122 м на р.Дюранс во французских Альпах; по полученной на конгрессе информации]. //ГТС, 1956, №2, с.58-59.

Айвазьян В.Г. Из опыта гидротехнического строительства за границей [со ссылкой на материалы конгресса]. //ГТС, 1956, №5, с.51-55.

Кулгавий Я.К. Анализ схем разрушения хрупких моделей арочных плотин [со ссылкой на материалы конгресса]. //ГТС, 1963, №4, с.35-39.

Сборник «Проектирование и строительство больших плотин». По материалам V Международного конгресса по большим плотинам. Статьи коллектива авторов. //Госэнергоиздат, М.-Л., 1958, 415с.

23-й Исполком (1956 г., Лиссабон, Португалия).

24-й Исполком (1957 г., Стамбул, Турция).

Боровой А.А., Проскуряков Б.В., Стольников В.В. Гидротехническое строительство в Турции [по полученной на Исполкоме информации]. //ГТС, 1958, №9, с.48-50.

VI конгресс и 25-й Исполком (1958 г., Нью-Йорк, США).

*Технические вопросы конгресса:*

20. Нарращивание существующих плотин, включая методы поэтапного строительства новых плотин.

21. Наблюдение напряжений и деформаций в плотинах, их основаниях и примыканиях; сравнение данных наблюдений с результатами расчетов и опытов на маломасштабных моделях.

22. Методы уплотнения и определение содержания влажности в материалах, используемых в конструкциях земляного ядра и упорной призмы для земляных и каменно-набросных плотин.

23. Использование добавок и пуццолановых материалов в бетоне и влияние частиц мелкозернистого песка.

Стольников В.В. Вопрос о гидротехническом бетоне на VI Международном конгрессе по большим плотинам. //ГТС, 1959, №9, с.52-55.

Чугаев Р.В. Об учете противодействия (в порядке обсуждения) [с использованием материалов II, III и VI конгрессов]. //ГТС, 1960, №1, с.44-49.

Пышкин Б.А. Исследование деформаций и напряжений в бетонных плотинах [по материалам конгресса]. //ГТС, 1960, №6, с.58-61.

Ничипорович А.А. Плотины из местных материалов [по материалам V и VI конгрессов]. //ГТС, 1960, №8, с.46-53.

Василенко Р.М. Исследования деформаций плотин из каменной на-

броски методом стереофотограмметрии [со ссылкой на доклад 119 по вопросу 21]. //ГТС, 1968, №2, с.30-34.

70-летие Александра Александровича Борового [председатель Советского национального комитета по большим плотинам в 1955-1984 гг., на 25-ом Исполкоме СИГБ избран вице-президентом СИГБ от СССР на срок полномочий 1958-1961 гг.]. //ГТС, 1982, №5, с.60.

Проект строительства многоарочной плотины из сборных железобетонных элементов (Алжир) [по докладу на конгрессе]. //ЭСР, 1961, №7, с.18-23.

Сборник «Проектирование и строительство больших плотин». По материалам VI Международного конгресса по большим плотинам. Статьи коллектива авторов. //Госэнергоиздат, М.-Л., 1962, 560с.

26-й Исполком (1959 г., Хельсинки, Финляндия).

Технический словарь по плотинам [на одиннадцати языках: русском, английском, болгарском, испанском, итальянском, немецком, польском, португальском, румынском, чешском, французском]. Главная редакция иностранных научно-технических словарей Физматгиза, М., 1962, 380 с., с иллюстрациями. [Словарь подготовлен к изданию Комитетом по участию СССР в международных энергетических объединениях (СовМЭК) в соответствии с решением 26-го Исполкома СИГБ.]

Технический словарь по плотинам на 11 языках. //ГТС, 1963, №6, с.63.

27-й Исполком (1960 г., Токио, Япония).

Стольников В.В. Бетон в строительстве больших плотин в Японии. /ГТС, 1961, №9, с.51-57.

Стольников В.В. Заполнители для бетона больших плотин [о подготовке проекта «Рекомендаций по заполнителям для бетона больших плотин по решению 27-го Исполкома СИГБ». //ГТС, 1967, №4, с.42-45 (см. также ГТС, 1968, №10, с.41).

VII Конгресс и 28-й Исполком (1961 г., Рим, Италия).

*Технические вопросы конгресса:*

24. Подбор, приготовление и технические условия на заполнители для бетона, применяемого в больших плотинах.

25. Подземные работы, связанные со строительством больших плотин.

26. Современные методы строительства больших плотин в широких створах и приплотинных сооружениях.

27. Обеспечение водонепроницаемости земляных и набросных плотин путем устройства экранов из асфальтобитумных и других материалов.

VII Международный конгресс по большим плотинам [о технических вопросах, включенных в программу конгресса]. //ГТС, 1960, №1, с.64; 1961, №6, с.62.

VII Международный конгресс по большим плотинам. Хроника конгресса. //ГТС, 1962, №1, с.53-55.

Стольников В.В. Выбор, подготовка и назначение требований к заполнителям для бетона больших плотин [обзор докладов по вопросу 24]. /ГТС, 1962, №1, с.55-59.

- Эристов В.С.** Подземные работы при сооружении больших плотин [обзор докладов по вопросу 25]. //ГТС, 1962, №3, с.53-59.
- Эристов В.С.** Подземные сооружения при строительстве больших плотин [обзор докладов по вопросу 25, окончание]. //ГТС, 1962, №6, с.49-59.
- Гришин М.М.** О плотинах, перекрывающих широкие долины [обзор докладов по вопросу 26]. //ГТС, 1962, №5, с.52-60.
- Ничипорович А.А.** Противофильтрационные устройства земляных и каменнонабросных плотин [обзор докладов по вопросу 27]. //ГТС, 1962, №2, с.55-56.
- Гидроузлы, осуществленные по проектам французских инженеров** [из материалов конгресса]. //ГТС, 1961, №12, с.48-54.
- Плотиностроение в Швейцарии** [из материалов конгресса]. //ГТС, 1962, №1, с.44-49.
- Плотины Японии** [из материалов конгресса]. //ГТС, 1962, №4, с.52-57.
- Аверьянов А.Г.** Плотиностроение Италии. Из материалов VII Международного конгресса по большим плотинам. //ГТС, 1962, №7, с.49-56.
- Обрезков С.С.** Изучение свойств скальных горных пород основания арочной плотины [с использованием материалов конгресса]. //ГТС, 1962, №12, с.44 - 47.
- Бобров Р.И.** Инъекционные завесы в нескальных породах [с использованием материалов конгресса]. //ГТС, 1963, №7, с.47-56.
- Дискуссия по расчету арочных плотин** [с использованием материалов конгресса]. //ГТС, 1964, №5, с.38.
- Айвазьян В.Г.** Обоснование формы маломоментных арочных плотин [со ссылкой на генеральный доклад по вопросу 26]. //ГТС, 1965, №10, с.48-49.
- Насберг В.М., Илюшин В.Ф.** Применение туннельного дренажа в основаниях плотин [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1972, №2, с.28-33.
- Золотаревская М.М.** Натурные исследования в опытных подземных выработках [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1973, №4, с.29-32.
- Сборник «Проектирование и строительство больших плотин».** По материалам VII и VIII Международных конгрессов по большим плотинам **Пышкин Б.А.** Исследование деформаций и напряжений в бетонных плотинах [по материалам конгресса]. //ГТС, 1960, №6, с.58-61.
- Ничипорович А.А.** Плотины из местных материалов [по материалам V и VI конгрессов]. //ГТС, 1960, №8, с.46-53.
- Василенко Р.М.** Исследования деформаций плотин из каменной наброски методом стереофотограмметрии [со ссылкой на доклад 119 по вопросу 21]. //ГТС, 1968, №2, с.30-34.
- 70-летие Александра Александровича Борового** [председатель Советского национального комитета по большим плотинам в 1955-1984 гг., на 25-ом Исполкоме СИГБ избран вице-президентом СИГБ от СССР на срок полномочий 1958-1961 гг.]. //ГТС, 1982, №5, с.60.

Проект строительства многоарочной плотины из сборных железобетонных элементов (Алжир) [по докладу на конгрессе]. //ЭСР, 1961, №7, с.18-23.

Сборник «Проектирование и строительство больших плотин». По материалам VI Международного конгресса по большим плотинам. Статьи коллектива авторов. //Госэнергоиздат, М.-Л., 1962, 560с.

26-й Исполком (1959 г., Хельсинки, Финляндия).

Технический словарь по плотинам [на одиннадцати языках: русском, английском, болгарском, испанском, итальянском, немецком, польском, португальском, румынском, чешском, французском]. Главная редакция иностранных научно-технических словарей Физматгиза, М., 1962, 380 с., с иллюстрациями. [Словарь подготовлен к изданию Комитетом по участию СССР в международных энергетических объединениях (СовМЭК) в соответствии с решением 26-го Исполкома СИГБ.]

Технический словарь по плотинам на 11 языках. //ГТС, 1963, №6, с.63.

27-й Исполком (1960 г., Токио, Япония).

Стольников В.В. Бетон в строительстве больших плотин в Японии. /ГТС, 1961, №9, с.51-57.

Стольников В.В. Заполнители для бетона больших плотин [о подготовке проекта «Рекомендаций по заполнителям для бетона больших плотин по решению 27-го Исполкома СИГБ». //ГТС, 1967, №4, с.42-45 (см. также ГТС, 1968, №10, с.41).

VII Конгресс и 28-й Исполком (1961 г., Рим, Италия).

*Технические вопросы конгресса:*

24. Подбор, приготовление и технические условия на заполнители для бетона, применяемого в больших плотинах.

25. Подземные работы, связанные со строительством больших плотин.

26. Современные методы строительства больших плотин в широких створах и приплотинных сооружениях.

27. Обеспечение водонепроницаемости земляных и набросных плотин путем устройства экранов из асфальтобитумных и других материалов.

VII Международный конгресс по большим плотинам [о технических вопросах, включенных в программу конгресса]. //ГТС, 1960, №1, с.64; 1961, №6, с.62.

VII Международный конгресс по большим плотинам. Хроника конгресса. //ГТС, 1962, №1, с.53-55.

Стольников В.В. Выбор, подготовка и назначение требований к заполнителям для бетона больших плотин [обзор докладов по вопросу 24]. /ГТС, 1962, №1, с.55-59.

Эристов В.С. Подземные работы при сооружении больших плотин [обзор докладов по вопросу 25]. //ГТС, 1962, №3, с.53-59.

Эристов В.С. Подземные сооружения при строительстве больших плотин [обзор докладов по вопросу 25, окончание]. //ГТС, 1962, №6, с.49-59.

Гришин М.М. О плотинах, перекрывающих широкие долины [обзор докладов по вопросу 26]. //ГТС, 1962, №5, с.52-60.

**Ничипорович А.А.** Противофильтрационные устройства земляных и каменнонабросных плотин [обзор докладов по вопросу 27]. //ГТС, 1962, №2, с.55-56.

**Гидроузлы, осуществленные по проектам французских инженеров** [из материалов конгресса]. //ГТС, 1961, №12, с.48-54.

**Плотиностроение в Швейцарии** [из материалов конгресса]. //ГТС, 1962, №1, с.44-49.

**Плотины Японии** [из материалов конгресса]. //ГТС, 1962, №4, с.52-57.

**Аверьянов А.Г.** Плотиностроение Италии. Из материалов VII Международного конгресса по большим плотинам. //ГТС, 1962, №7, с.49-56.

**Обрезков С.С.** Изучение свойств скальных горных пород основания арочной плотины [с использованием материалов конгресса]. //ГТС, 1962, №12, с.44 - 47.

**Бобров Р.И.** Инъекционные завесы в нескальных породах [с использованием материалов конгресса]. //ГТС, 1963, №7, с.47-56.

**Дискуссия по расчету арочных плотин** [с использованием материалов конгресса]. //ГТС, 1964, №5, с.38.

**Айвазян В.Г.** Обоснование формы маломоментных арочных плотин [со ссылкой на генеральный доклад по вопросу 26]. //ГТС, 1965, №10, с.48-49.

**Насберг В.М., Илюшин В.Ф.** Применение туннельного дренажа в основаниях плотин [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1972, №2, с.28-33.

**Золотаревская М.М.** Натурные исследования в опытных подземных выработках [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1973, №4, с.29-32.

**Сборник «Проектирование и строительство больших плотин».** По материалам VII и VIII Международных конгрессов по большим плотинам. //Выпуски 1, 2 и 3 этого сборника см. в литературе к VIII конгрессу СИГБ.

**29-й Исполком (1962 г., Москва, СССР).**

**Объявление** [о проведении 29-го Исполкома СИГБ в Москве 12-15 июня 1962 г.]. //ГТС, 1962, №6, с.59.

**Вольфберг Д.Б.** 29-я сессия Исполкома Международной комиссии по большим плотинам. //ГТС, 1962, №8, с.60-61.

**Годзиев Н.С.** Зарубежные гидроэнергетики в ТНИСГЭИ [о посещении ТНИСГЭИ им. А.В.Винтера в Тбилиси делегатами Исполкома]. //ГТС, 1962, №10, с.58-59.

**Гинзбург М.Б.** Зарубежные гидроэнергетики во ВНИИГ [о посещении ВНИИГ им. Б.Е. Веденева в Ленинграде делегатами Исполкома]. //ГТС, 1963, №1, с.55-56.

**Большие плотины СССР** [в настоящем издании, выпущенном к 29-му Исполкому СИГБ, приведены сведения о 55 крупнейших плотинах СССР]. //Госэнергоиздат, М.-Л., 1962, 272с.

**Brown, F.S. (USA).** ICOLD delegates view U.S.S.R. dam construction. //USCOLD Newsletter, Issue №9, September, 1962, pp. 1-2, 15-19 (0

посещении группой американских делегатов советских плотин 15-30 июня 1962 г. после окончания работы 29-го Исполкома СИГБ в Москве).

10 USCOLD delegates visit Russia. //Ibid, p.2 (о составе американской делегации, посетившей советские плотины в 2-недельном туре после окончания работы 29-го Исполкома СИГБ в Москве).

30-й Исполком (февраль 1963 г., Каир, Египет).

31-й Исполком (октябрь 1963 г., Париж, Франция).

VIII конгресс и 32-й Исполком (1964 г., Эдинбург, Великобритания).

*Технические вопросы конгресса:*

28. Физические и механические свойства скальных пород («ин ситу»), способы их определения и улучшения в связи с проектированием и строительством больших плотин.

29. Результаты и интерпретация измерений, выполненных на больших плотинах всех типов, включая сейсмические наблюдения.

30. Проектирование бетона для больших плотин всех типов и влияние возраста бетона на его свойства.

31. Проектирование, методы строительства и поведение каменнонабросных плотин (высотой 80 м и более).

VIII конгресс Международной комиссии по большим плотинам [о технических вопросах, включенных в программу конгресса]. //ГТС, 1963, №1, с.63; 1964, №4, с.1-2.

Эристов В.С. VIII Международный конгресс по большим плотинам. Хроника конгресса. //ГТС, 1964, №11, с.48-50.

Мазур А.М. Свойства скальных пород и методы их исследования и улучшения при сооружении больших плотин [обзор докладов по вопросу 28]. //ГТС, 1965, №6, с.43-50.

Гинзбург М.Б. Натурные исследования на бетонных плотинах [обзор докладов по вопросу 29]. // ГТС, 1965, №5, с.45-49.

Медведев С.В., Синицын А.П. Вопросы сеймики на VIII конгрессе Комиссии по большим плотинам [обзор докладов по вопросу 29]. //ГТС, 1965, №4, с.54-57.

Стольников В.В. Проектирование бетона для больших плотин всех типов [обзор докладов по вопросу 30]. //ГТС, 1965, №2, с.52-58.

Гришин М.М. Каменно-набросные (каменно-земляные) плотины [обзор докладов по вопросу 31]. //ГТС, 1965, №7, с.46-52.

Ничипорович А.А. Натурные исследования плотин из местных материалов [обзор докладов по вопросам 29 и 31]. //ГТС, 1965, №10, с.50-59.

Гришин М.М. Обзор плотиностроения в зарубежных странах за последние годы [по материалам конгресса]. //ГТС, 1965, №3, с.43-52.

Эристов В.С. О сооружении бетонных плотин [обзор зарубежных материалов, включая доклады на конгрессе]. //ГТС, 1966, №1, с.53-54.

Моисеев С.Н. Зимняя отсыпка камня и гравелисто-галечного грунта в тело плотин [с использованием материалов конгресса]. //ГТС, 1966, №3, с.23-31.

**Матвеев Ю.Б.** Механизация земляных работ при сооружении плотин Оровилль (США) [с использованием материалов конгресса]. //ГТС, 1966, №12, с.47-49.

**Гуреев А.М.** К оценке деформируемости скальных оснований плотин [со ссылкой на доклады конгресса]. //ГТС, 1967, №2, с.52-56.

**Попченко С.Н.** Асфальтовые диафрагмы плотин из местных материалов [с использованием материалов конгресса]. //ГТС, 1969, №11, с.15-18.

**Коган Е.А.** Ползучесть укатанного бетона [с использованием материалов конгресса]. //ГТС, 1991, №3, с.32-45.

**Речицкий В.И.** Анализ результатов разномасштабных исследований деформационных свойств скальных массивов [с использованием материалов конгресса]. //ГТС, 1998, №6, с.19-23.

**Моисеев С.Н.** Новый метод производства бетонных работ на строительстве плотины Альпе Джера (Италия) [по зарубежному докладу на конгрессе]. //ЭСР, 1965, №4, 46-49.

**Моисеев С.Н.** Проект и строительство плотины Оровилл (США) [по зарубежному докладу на конгрессе]. //ЭСР, 1966, №2, с.46-49.

**Эристов В.С., Хечинов Ю.Е.** О бетонировании затрубного пространства при сооружении подземных трубопроводов гидроэлектростанций [по зарубежному докладу на конгрессе]. //ЭСР, 1966, №4, с.46-56.

**Лебедев В.Г.** Современный опыт проходки гидротехнических туннелей за рубежом [с использованием материалов VII и VIII конгрессов]. //ЭСР, 1967, №6, с.29-36.

**Вайнштейн Г.М.** Новые арочные плотины [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1967, №6, с.37-43.

**Степанов П.Д.** Проходка вертикальных выработок подземных ГАЭС с использованием взрывных скважин [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1969, №5, с.29-33.

**Кардаш Ю.А., Савин В.И.** Бетонирование подземных турбинных водоводов гидроэлектростанций [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1972, №4, с.25-31.

**Пономарев О.И.** Опыт натурных динамических исследований высоконапорных арочных плотин [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1976, №1, с.26-29.

Сборник «Проектирование и строительство больших плотин». По материалам VII и VIII Международных конгрессов по большим плотинам.

**Вып.1.** Подземные работы и улучшение скальных оснований плотин. Составители сборника В.С. Эристов и А.А. Мазур. //Изд. «Энергия», М.-Л., 1966, 204с.

**Вып.2.** Бетоны и заполнители для больших плотин. Составитель сборника В.В. Стольников. //Изд. «Энергия», М.-Л., 1966, 136с.

**Вып.3.** Проектирование и строительство плотин из местных материалов. Составитель сборника А.А. Ничипорович. //Изд. «Энергия», М., 1967, 168с.

33-й Исполком (1965 г., Лозанна, Швейцария).

34-й Исполком (1966 г., Рио-де-Жанейро, Бразилия).

**IX конгресс и 35-й Исполком (1967 г., Стамбул, Турция).**

*Технические вопросы конгресса:*

**32. Безопасность плотин: прочность оснований плотин и устойчивость берегов водохранилищ.**

**33. Временные и постоянные устройства для регулирования расходов [пропуска паводков].**

**34. Поведение и износ плотин.**

**35. Плотины в сейсмических районах и районах с другими неблагоприятными условиями.**

**Шмелева Л.И.** IX Международный конгресс по большим плотинам [перечислены технические вопросы, включенные в программу конгресса]. //ГТС, 1966, №4, с.46.

**Боровой А.А.** IX Международный конгресс по большим плотинам [о технических вопросах, включенных в программу конгресса]. //ГТС, 1967, №8, с.29-30.

**IX Конгресс Международной комиссии по большим плотинам** [перечислены технические вопросы, включенные в программу конгресса, а также доклады, представленные советскими специалистами на конгресс]. //ГТС, 1967, №12, с.28.

**Стольников В.В.** IX Международный конгресс по большим плотинам [информация о докладах по вопросам конгресса]. // ГТС, 1968, №7, с.51-53, 55.

**Тайчер С.И.** Безопасность плотин с точки зрения оснований и устойчивость берегов водохранилищ [обзор докладов по вопросу 32]. //ГТС, 1969, №4, с.35-41 (приведен перечень 71 доклада по вопросу 32).

**Севастьянов В.И., Прудовский А.М.** Водопропускные устройства гидрозлов [обзор докладов по вопросу 33 конгресса]. //ГТС, 1970, №1, с.39-47 (приведен перечень 53 докладов по вопросу 33).

**Стольников В.В.** Долговечность плотин и оценка их состояния [обзор докладов по вопросу 34]. //ГТС, 1969, №1, с.44-48.

**Стольников В.В.** Методы определения прочности и других свойств бетона в плотинах [сокращенное изложение текста доклада, представленного автором на конгресс]. //ГТС, 1969, №2, с.35-46.

**Гордиенко П.И., Толкачев Л.А.** Большие плотины в условиях значительных сейсмических воздействий и в других неблагоприятных условиях [обзор докладов по вопросу 35]. //ГТС, 1969, №3, с.45-50 (приведен перечень 32 докладов по вопросу 35).

**Савич А.И., Яценко З.Г.** Использование сейсмоакустических методов для оценки деформационных свойств скальных оснований гидротехнических сооружений [со ссылками на доклады VIII и IX конгрессов]. // ГТС, 1967, №12, с.29-36.

**Лгалов В.В., Цедров Г.Н.** Исследования причин разрушения расщепителей носка-трамплина высокой плотины [со ссылкой на материалы IX конгресса, вопрос 33, доклад 33]. //ГТС, 1971, №7, с.36-38.

**Волохова М.Н., Натариус Я.И.** О расчете плотин из местных матери-

алов и массивного бетона на сейсмические воздействия [с использованием аналоговых акселерограмм 9-балльных землетрясений Эль-Центро и Юрико в Калифорнии; дается ссылка на материалы конгресса]. //ГТС, 1972, №1, с.38-42.

**Лиам Финн В.Д. (Канада), Троицкий А.П.** Расчет напряжений и деформаций плотин из местных материалов, земляных откосов и их оснований методом конечных элементов [со ссылкой на материалы конгресса]. //ГТС, 1968, №6, с.22-27.

**Греч В.И., Семенов С.Н.** Современные плотины Швейцарии [по материалам конгресса]. //ГТС, 1969, №5, с.45-52.

**Греч В.И., Семенов С.Н.** Возведение современных плотин в Швейцарии. //ГТС, 1969, №9, с.48-56.

**Греч В.И., Семенов С.Н.** Некоторые данные о строительстве плотин из местных материалов в Швейцарии [по материалам конгресса]. //ГТС, 1970, №3, с.52-54.

**Толкачев Л.А., Токарь М.И.** Проектирование и исследования сейсмостойких плотин в Японии [по материалам конгресса]. //ГТС, 1969, №10, с.38-45.

**Савинов О.А., Могилевская С.Е.** Организация инструментальных наблюдений за поведением плотин при землетрясениях [со ссылкой на доклад С. Окамото и др. «Динамическое поведение земляной плотины во время землетрясения», опубликованный в трудах конгресса]. //ГТС, 1971, №6, с.41-44.

**Стольников В.В.** Рекомендации по применению поверхностно-активных добавок для бетона больших плотин [об утверждении «Рекомендаций» в качестве временных по сообщению автора на 35-ом Исполкоме СИГБ]. //ГТС, 1968, №10, с.41 (см. также ГТС, 1967, №4, с.42-45).

**Стольников В.В.** Бетонные плотины Норвегии [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1969, №4, с.32-34.

**Щетинин В.В.** Укрепление скальных пород напряженными анкерными тяжами [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1971, №6, с.33-39.

**Сахаров В.И.** Конструктивные мероприятия по повышению долговечности массивных гидротехнических сооружений в районах с суровым климатом [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1973, №4, с.35-41.

**Сахаров В.И.** Конструктивные мероприятия по повышению долговечности тонкостенных гидротехнических сооружений в районах с суровым климатом [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1975, №5, с.23-28.

**Вайнштейн Г.М.** Аварии плотин: причины и последствия [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1974, №2, с.33-36.

**Сборник «Проектирование и строительство больших плотин».** По материалам IX Международного конгресса по большим плотинам.

**Вып.1.** Строительство плотин в сложных природных условиях. Состав

вители сборника М.Б. Гинзбург, Н.Д. Красиков и О.А. Савинов. //Изд. «Энергия», М., 1972, 168с.

**Вып.2.** Постоянные и временные водосбросные сооружения. Составитель сборника М.Б. Гинзбург. //Изд. «Энергия», М., 1972, 158с.

**Вып.3.** Повреждение плотин в процессе эксплуатации. Составитель сборника В.В. Стольников. //Изд. «Энергия», М., 1972, 128с.

**Вып.4.** Обеспечение прочности оснований и устойчивость плотин и бортов водохранилищ. Составитель сборника М.М. Гришин. //Изд. «Энергия», М., 1973, 288с.

**36-й Исполком** (1968 г., Ставангер, Норвегия).

**Шмелева Л.И.** Заседание 36-го Исполнительного комитета Международной комиссии [по большим плотинам]. //ГТС, 1968, №10, с.41-42 (перечислены технические вопросы, принятые Исполкомом для включения в программу X конгресса СИГБ).

**60-летие Владимира Владимировича Стольникова** [на 36-ом Исполкоме СИГБ избран вице-президентом СИГБ от СССР на срок полномочий 1968-1971 гг.]. // ГТС, 1966, №6, с.59 (см. также ГТС, 1975, №11, с. 55).

**37-й Исполком** (1969 г., Варшава, Польша).

**37 Исполнительный комитет Международной комиссии по большим плотинам.** //ГТС, 1970, №1, с.47-48 (приведены статистические данные по авариям и разрушениям плотин различных типов).

**X конгресс и 38-й Исполком** (1970 г., Монреаль, Канада).

*Технические вопросы конгресса:*

**36. Последние достижения в проектировании и строительстве земляных и каменно-набросных плотин.**

**37. Современное состояние проектирования и строительства плотин и водохранилищ на глубоких аллювиальных, карстовых и других неблагоприятных формациях.**

**38. Наблюдение [надзор] за плотинами и водохранилищами во время эксплуатации.**

**39. Современные достижения в проектировании и строительстве бетонных плотин.**

**Сапир И.Л., Семенов В.М.** X Международный конгресс [по большим плотинам]. //ГТС, 1970, №11, с.45 (перечислены технические вопросы, включенные в программу конгресса).

**Моисеев И.С.** Проектирование и строительство каменно-земляных и каменно-набросных плотин [обзор докладов по вопросу 36]. //ГТС, 1972, №2, с.40-45.

**Сапир И.Л., Семенов В.М.** Гидроэлектростанция Черчилл-Фолс в Канаде. //С, 1971, №12, с.38-43.

**Троицкий А.А., Моисеев И.С.** Строительство гидроузла Кеттл Рапидс [в Канаде]. //ГТС, 1975, №3, с.47-49.

**Радченко В.Г.** Особенности строительства плотин из местных материалов в каньонах с крутыми бортами [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1973, №1, с.21-24.

**Фалалеев П.П., Сапир И.Л.** Современные тенденции в развитии гидроэнергетики США [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1973, №3, с.17-21.

**Борткевич С.В., Ройко Н.Ф.** Особенности уплотнения скелетно-глинистых ядер высоких каменно-земляных плотин [с использованием материалов VIII и X конгрессов]. //ЭСР, 1974, №4, с.32-36.

**Судаков В.Б., Толкачев Л.А.** Особенности технологии бетонирования [итальянской гравитационной] плотины Кваира делла Миньера [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1984, №3, с.25-28.

39-й Исполком (1971 г., Дубровник, Югославия).

40-й Исполком (1972 г., Канберра, Австралия).

**Розанов Н.С., Семенков В.М.** 40-й Исполком Международной комиссии по большим плотинам. //ГТС, 1972, №8, с.42-43 (перечислены технические вопросы, включенные в программу конгресса).

XI Конгресс и 41-й Исполком (1973 г., Мадрид, Испания).

*Технические вопросы конгресса:*

40. Влияние строительства плотин на окружающую среду.

41. Регулирование паводков и гашение энергии потока во время и после завершения строительства плотин.

42. Водонепроницаемые элементы и защита откосов земляных и каменно-набросных плотин.

43. Новые предложения по ускоренному и экономичному проектированию и строительству бетонных плотин.

**Боровой А.А.** XI конгресс Международной комиссии по большим плотинам и участие в нем советских гидротехников. //ГТС, 1973, №5, с.1-3.

**Шмелева Л.И.** План работы XI конгресса Международной комиссии по большим плотинам [приведен перечень вопросов, включенных в программу конгресса, и список докладов и сообщений, представленных советскими специалистами на конгресс]. //ГТС, 1973, №5, с.3-4.

**Боровой А.А., Семенков В.М.** XI конгресс и 41-й Исполком Международной комиссии по большим плотинам. //ГТС, 1973, №12, с.38-40.

**Боровой А.А., Евдокимов П.Д., Проаведный Г.Х.** Устройство водоупорных элементов плотин из местных материалов [к вопросу 42 конгресса]. //ГТС, 1973, №5, с.4-8.

**Семенков В.М., Лентяев Л.Д.** Водосливная плотина с аэрацией сбросного потока [к вопросу 41 конгресса]. //ГТС, 1973, №6, с.16-20.

**Боровой А.А., Вуцель В.И.** Некоторые вопросы проектирования и строительства каменно-земляных плотин [по материалам конгресса]. //ГТС, 1974, №3, с.51-55.

**Судаков В.Б.** Экологические аспекты современных технологий в плотиностроении [с использованием материалов конгресса]. //ГТС, 1994, №11, с.6-7.

**Пахомов О.А., Каминарова Р.И.** Грунтовые материалы, использованные при возведении каменно-земляной плотины Ташфин в Марокко [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1975, №5, с. 31-34.

**Фролов Б.К.** Пути совершенствования технологии возведения крупных бетонных плотин в США [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1975, №6, с.23-29.

**Фролов Б.К.** Строительство гидроузла Майка (Канада) [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1976, №5, с.16-20.

**Швайнштейн А.М.** Водосбросы гидроузлов с высокими плотинами из местных материалов [с использованием материалов IX и XI конгрессов]. //ЭСР, 1976, №1, с.30-35.

**Швайнштейн А.М.** Туннели для пропуска значительных расходов на ранней стадии строительства [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1977, №1, с.31-34.

**Швайнштейн А.М.** Пропуск расхода через туннели, выполненные без отделки [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1978, №1, с.16-18.

**Правдивец Ю.П.** Опыт пропуска паводков через плотины из местных материалов [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1977, №2, с.22-25.

**Правдивец Ю.П.** Строительство плотины Сетана (Австралия) [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1979, №1, с.26-27.

**Артюхина Т.С., Серока А.Н.** Пропуск паводковых расходов через плотины и перемычки из грунтовых материалов [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1979, №1, с.28-30.

Сборник «Проектирование и строительство больших плотин». По материалам XI Международного конгресса по большим плотинам.

**Вып. 1.** Строительство плотин в сложных природных условиях. Составители сборника М.Б. Гинзбург и Н.Д. Красников. // Энергия, М., 1972, 168 с.

**Вып. 2.** Постоянные и временные водосбросные сооружения. Составитель сборника М.Б. Гинзбург. //Энергия, М., 1972, 157 с.

**Вып. 3.** Повреждение плотин в процессе эксплуатации. Составитель сборника В.В. Стольников. // Энергия, М., 1972, 129 с.

**Вып. 4.** Противофильтрационные устройства и крепление откосов грунтовых плотин. Составители сборника М.П. Павчич, В.Г. Радченко и М.Б. Гинзбург. //Энергоиздат, М., 1982, 104 с.

**Вып. 5.** Пропуск расходов воды через плотины и гашение энергии в нижнем бьефе. Составители сборника М.Ф. Складнев, Г.Л. Рубинштейн и А.М. Швайнштейн. // Энергоиздат, М., 1981, 112 с.

Сборник «Проектирование и строительство больших плотин». По материалам XI и XII Международных конгрессов по большим плотинам.

**Вып. 2.** Пути удешевления и ускорения строительства бетонных плотин. Составители сборника Н.С. Розанов и В.Б. Судаков. // Энергоиздат, М., 1981, 160 с.

42-й Исполком (1974 г., Афины, Греция).

**Боровой А.А., Кириллов А.П., Моисеев И.С.** 42-й Исполком ньера [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1984, №3, с.25-28.

39-й Исполком (1971 г., Дубровник, Югославия).  
40-й Исполком (1972 г., Канберра, Австралия).  
Розанов Н.С., Семенов В.М. 40-й Исполком Международной комиссии по большим плотинам. //ГТС, 1972, №8, с.42-43 (перечислены технические вопросы, включенные в программу конгресса).

**XI Конгресс и 41-й Исполком (1973 г., Мадрид, Испания).**  
*Технические вопросы конгресса:*

40. Влияние строительства плотин на окружающую среду.  
41. Регулирование паводков и гашение энергии потока во время и после завершения строительства плотин.

42. Водонепроницаемые элементы и защита откосов земляных и каменно-набросных плотин.

43. Новые предложения по ускоренному и экономичному проектированию и строительству бетонных плотин.

Боровой А.А. XI конгресс Международной комиссии по большим плотинам и участие в нем советских гидротехников. //ГТС, 1973, №5, с.1-3.

Шмелева Л.И. План работы XI конгресса Международной комиссии по большим плотинам [приведен перечень вопросов, включенных в программу конгресса, и список докладов и сообщений, представленных советскими специалистами на конгресс]. //ГТС, 1973, №5, с.3-4.

Боровой А.А., Семенов В.М. XI конгресс и 41-й Исполком Международной комиссии по большим плотинам. //ГТС, 1973, №12, с.38-40.

Боровой А.А., Евдокимов П.Д., Проаведный Г.Х. Устройство водопорных элементов плотин из местных материалов [к вопросу 42 конгресса]. //ГТС, 1973, №5, с.4-8.

Семенов В.М., Лентяев Л.Д. Водосливная плотина с аэрацией сбросного потока [к вопросу 41 конгресса]. //ГТС, 1973, №6, с.16-20.

Боровой А.А., Вуцель В.И. Некоторые вопросы проектирования и строительства каменно-земляных плотин [по материалам конгресса]. //ГТС, 1974, №3, с.51-55.

Судаков В.Б. Экологические аспекты современных технологий в плотиностроении [с использованием материалов конгресса]. //ГТС, 1994, №11, с.6-7.

Пахомов О.А., Каминарова Р.И. Грунтовые материалы, использованные при возведении каменно-земляной плотины Ташфин в Марокко [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1975, №5, с. 31-34.

Фролов Б.К. Пути совершенствования технологии возведения крупных бетонных плотин в США [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1975, №6, с.23-29.

Фролов Б.К. Строительство гидроузла Майка (Канада) [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1976, №5, с.16-20.

Швайнштейн А.М. Водосбросы гидроузлов с высокими плотинами из местных материалов [с использованием материалов IX и XI конгрессов]. //ЭСР, 1976, №1, с.30-35.

Швайнштейн А.М. Туннели для пропуска значительных расходов на

ранней стадии строительства [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1977, №1, с.31-34.

**Швайнштейн А.М.** Пропуск расхода через туннели, выполненные без обделки [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1978, №1, с.16-18.

**Правдивец Ю.П.** Опыт пропуска паводков через плотины из местных материалов [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1977, №2, с.22-25.

**Правдивец Ю.П.** Строительство плотины Сетана (Австралия) [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1979, №1, с.26-27.

**Артюхина Т.С., Серока А.Н.** Пропуск паводковых расходов через плотины и перемычки из грунтовых материалов [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1979, №1, с.28-30.

Сборник «Проектирование и строительство больших плотин». По материалам XI Международного конгресса по большим плотинам.

**Вып. 1.** Строительство плотин в сложных природных условиях. Составители сборника М.Б. Гинзбург и Н.Д. Красников. // Энергия, М., 1972, 168 с.

**Вып. 2.** Постоянные и временные водосбросные сооружения. Составитель сборника М.Б. Гинзбург. //Энергия, М., 1972, 157 с.

**Вып. 3.** Повреждение плотин в процессе эксплуатации. Составитель сборника В.В. Стольников. // Энергия, М., 1972, 129 с.

**Вып. 4.** Противофильтрационные устройства и крепление откосов грунтовых плотин. Составители сборника М.П. Павич, В.Г. Радченко и М.Б. Гинзбург. //Энергоиздат, М., 1982, 104 с.

**Вып. 5.** Пропуск расходов воды через плотины и гашение энергии в нижнем бьефе. Составители сборника М.Ф. Складнев, Г.Л. Рубинштейн и А.М. Швайнштейн. // Энергоиздат, М., 1981, 112 с.

Сборник «Проектирование и строительство больших плотин». По материалам XI и XII Международных конгрессов по большим плотинам.

**Вып. 2.** Пути удешевления и ускорения строительства бетонных плотин. Составители сборника Н.С. Розанов и В.Б. Судаков. // Энергоиздат, М., 1981, 160 с.

**42-й Исполком (1974 г., Афины, Греция).**

**Боровой А.А., Кириллов А.П., Моисеев И.С.** 42-й Исполком Международной комиссии по большим плотинам. // ГТС, 1974, №10, с.48-49 (приведен перечень вопросов, включенных в программу XII конгресса).

**43-й Исполком (1975 г., Тегеран, Иран).**

**Боровой А.А., Моисеев И.С., Кириллов А.П., Семенов В.М.** 43-й Исполком Международной комиссии по большим плотинам (СИГБ). // ГТС, 1976, №3, с.47-49.

**XII конгресс и 44-й Исполком (1976 г., Мехико, Мексика).**

*Технические вопросы конгресса:*

**44.** Проблемы, связанные с земляными плотинами специального типа (в т.ч. с плотинами хвостохранилищ).

**45.** Исследование фильтрации, дренаж плотин и их оснований.

46. Предварительное проектирование плотин.
47. Влияние некоторых факторов окружающей среды на плотины и водохранилища.
- XII конгресс Международной комиссии по большим плотинам [о вопросах, включенных в программу конгресса]. //ГТС, 1974, №9, с.42 (см. также ГТС, 1974, №10, с.48-49).
- 44-й Исполком и XII конгресс Международной комиссии по большим плотинам. // ГТС, 1976, №10, с.39-41.
- Боровой А.А., Моисеев И.С. Некоторые вопросы строительства плотин из местных материалов [обзор докладов по вопросу 44]. //ГТС, 1977, №2, с.39-42.
- Боровой А.А., Моисеев И.С. Строительство плотины Чукуасен [в Мексике]. //ГТС, 1977, №5, с.57-60.
- Лавриненко Н.К., Саратов И.Е., Цейтлин А.С. Определение фильтрационных характеристик мощной толщи неоднородных насыпных грунтов [по материалам конгресса]. //ГТС, 1976, №6, с.41-42.
- Лавриненко Н.К., Саратов И.Е., Серета Г.Л. Строительство хвостохранилища на мощной толще насыпных грунтов [к вопросу 44]. //ГТС, 1978, №12, с.39-40.
- Мелентьев В.А., Павич М.П. Катастрофические аварии хвостохранилищ [с использованием материалов конгресса]. //ГТС, 1986, №11, с.55-56.
- Пахомов О.А. Зонирование высоких каменно-набросных плотин [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1977, №3, с.27-30.
- Ваславский В.Ф., Зорин В.В. Натурные наблюдения за состоянием арочных плотин в Мексике [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1978, №1, с.21-29.
- Ваславский В.Ф., Зорин В.В. Натурные наблюдения за состоянием каменно-набросных плотин в Мексике [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1979, №3, с.36-41.
- Пахомов О.А., Радченко В.Г., Слесивцева Л.Е., Альтшулер Д.Я. Определение свойств крупнообломочных материалов на большом стабилометре [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1980, №3, с.23-27.
- Осипов А.Д. Крепление откосов грунтовых плотин грунтоцементом [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1984, №3, с.28-31.
- Калустьян Э.С. Повреждения скальных оснований высоких бетонных плотин [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1985, №1, с.24-30.
- Сборник «Проектирование и строительство больших плотин». По материалам XII Международного конгресса по большим плотинам.
- Вып. 1. Предварительные исследования для начальных стадий проектирования и строительства плотин. Составители сборника Н.С. Розанов, Д.Д. Сапегин и М.Б. Гинзбург. //Энергоиздат, М., 1981, 144 с.
- Вып. 2. Пути удешевления и ускорения строительства бетонных плотин [выпуск также охватывает материалы XI конгресса по техни-

ческому вопросу 43]. Составители сборника Н.С. Розанов и В.Б.Судаков. //Энергоиздат, М., 1981, 160 с.

**Вып. 3.** Проектирование и строительство грунтовых плотин особого типа. Составители сборника М.П. Павчич, В.Г. Радченко и М.Б. Гинзбург. //Энергоиздат, М., 1981, 136 с.

**Вып. 6.** Фильтрационные исследования плотин и их оснований. Составитель сборника В.Н. Жиленков. //Энергоиздат, М., 1981, 104 с.

**Вып. 7.** Влияние плотин и водохранилищ на окружающую среду. Составитель сборника Ю.С. Васильев. //Энергоиздат, М., 1982, 143 с.

**45-й Исполком** (1977 г., Зальцбург, Австрия).

**Боровой А.А., Куперман В.Л., Моисеев И.С., Семенов В.М.** 45-й Исполком Международной комиссии по большим плотинам. //ГТС, 1978, №3, с.50-51 (перечислены технические вопросы, включенные в программу XIII конгресса).

**Боровой А.А., Михайлов Л.П., Куперман В.Л., Моисеев И.С.** Строительство [в Австрии] каскада высоконапорной гидроаккумулирующей системы Селрайн-Зильм [по полученным на Исполкоме материалам]. //ГТС, 1979, №3, с.37-40.

**46-й Исполком** (1978 г., Кейптаун, ЮАР).

*Примечание.* В работе 46-го Исполкома СИГБ делегация СНК СИГБ участия не принимала.

**XIII конгресс и 47-й Исполком** (1979 г., Нью-Дели, Индия).

*Технические вопросы конгресса:*

**48.** Проблемы сопряжения (переходных зон) плотин.

**49.** Аварии и повреждения (разрушения) плотин.

**50.** Глубинные и поверхностные водосбросы с большой пропускной способностью.

**51.** Сейсмичность и антисейсмические конструкции плотин.

**Боровой А.А., Михайлов Л.П.** XIII конгресс и 47-й Исполком Международной комиссии по большим плотинам. //ГТС, 1980, №10, с.50-54 (о вопросах, включенных в программу конгресса, см. также ГТС, 1978, №3, с.50-51).

**Боровой А.А., Михайлов Л.П., Моисеев И.С.** Сопряжение высоких плотин с бортами каньонов [к вопросу 48]. //ГТС, 1979, №8, с.3-5.

**Розанов Н.С., Соколов И.Б., Храпков А.А., Серков В.С., Севастьянов В.И.** Повреждение плотин и исследования по обеспечению их надежности и безопасности [к вопросу 49]. //ГТС, 1979, №8, с.6-10.

**Осколков А.Г., Семенов В.М.** Опыт разработки методов предотвращения кавитационной эрозии водосборных сооружений [к вопросу 50]. //ГТС, 1979, №8, с.11-15.

**Савинов О.А., Гутидзе П.А., Кириллов А.П., Шульман С.Г., Красников Н.Д.** Методы учета сейсмических воздействий при проектировании больших плотин в СССР [к вопросу 51]. //ГТС, 1979, №8, с.16-20.

**Айрапетян Р.А.** Предотвращения трещинообразования в плотинах из грунтовых материалов [к вопросу 49]. //ГТС, 1979, №1, с.49-52.

**Кириллов А.П., Ломбардо В.Н., Дзюба К.И.** Особенности проектирования высоких плотин в сейсмических районах [по материалам конгресса и других изданий]. //ГТС, 1983, №1, с.45-49.

**Никонов А.А.** Возбужденная сейсмичность при заполнении водохранилищ (два примера в горах Таджикистана) [со ссылкой на доклад румынских специалистов на конгрессе]. //ГТС, 1993, №3, с.20-24.

**Сысоев Ю.М.** Исследования и натурные наблюдения при строительстве плотины Чикоасен (Мексика) [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1981, №3, с.23-28.

**Правдивец Ю.П.** Уроки пропуска строительных расходов переливом через грунтовые сооружения [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1981, №4, с.18-21.

**Правдивец Ю.П.** Водосбросные сооружения гидроузла Тарбела [на р. Инд в северо-западной части Пакистана; с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1983, №1, с.22-26.

**Правдивец Ю.П.** Обеспечение устойчивости склонов при строительстве и эксплуатации гидроузла Тарбела [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1983, №2, с.19-20.

**Правдивец Ю.П.** Результаты наблюдений за плотиной Сетана (о. Тасмания) [с использованием материалов XI и XIII конгрессов]. //ЭСР, 1983, №3, с.28-30.

**Биянов Г.Ф., Торопов Л.Н., Фролов Б.К.** Самоходные вибрационные катки и их использование при возведении грунтовых плотин [с использованием материалов XII и XIII конгрессов]. //ЭСР, 1985, №6, с.27-34.

Сборник «Проектирование и строительство больших плотин». По материалам XIII Международного конгресса по большим плотинам.

**Вып. Проблемы сопряжения плотин.** Составители сборника М.П. Павчич, М.Б. Гинзбург и В.Г. Радченко. //Энергоатомиздат, М., 1986, 150 с.

**Вып. Аварии и повреждения больших плотин.** Составители сборника Н.С. Розанов, А.И. Царев, Л.П. Михайлов и И.Б. Соколов. //Энергоатомиздат, М., 1986, 128 с.

**Вып. Водосбросы большой пропускной способности.** Составители сборника Л.П. Михайлов, М.Ф. Складнев, В.М. Семенов и А.М. Швайштейн. //Энергоатомиздат, М., 1985, 144 с.

**Вып. Сейсмостойкость и проектирование сейсмостойких плотин.** Составители сборника А.П. Кириллов, О.А. Савинов и В.Н. Ломбардо. //Энергоатомиздат, М., 1985, 152 с.

48-й Исполком (1980 г., Рим, Италия).

**Михайлов Л.П., Самарин В.Г., Церапиер Л.С.** Авария плотин хвостохранилища шахты «Преставель» [в северной Италии 19 июля 1985г.]. //ГТС, 1986, №12, с.51-53.

49-й Исполком (1981 г., Стокгольм, Швеция).

XIV конгресс и 50-й Исполком, Международный симпозиум по плотинам в узких ущельях (1982 г., Рио-де-Жанейро, Бразилия).

*Технические вопросы конгресса:*

52. Безопасность плотин при эксплуатации.

53. Влияние геологии и геотехники на проектирование плотин.

54. Заиление водохранилищ и устойчивость откосов (склонов).

55. Материалы и методы строительства грунтовых плотин и перемычек (исключая плотины хвостохранилищ).

Боровой А.А., Михайлов Л.П. XIV конгресс Международной комиссии по большим плотинам (СИГБ). //ГТС, 1983, №4, с.57-58.

Боровой А.А., Варга А.А., Молоков Л.А., Парабучев И.А., Толмачев Л.В., Савич И.А. Новые задачи и методы инженерно-геологической оценки оснований больших плотин [с использованием материалов конгресса]. // ГТС, 1982, №7, с.37-40.

Боровой А.А., Михайлов Л.П., Монсеев И.С., Радченко В.Г. Грунты и методы возведения плотин из грунтовых материалов [обзор докладов по вопросу 55]. //ГТС, 1983, №6, с.45-48.

Боровой А.А., Михайлов Л.П., Монсеев И.С., Радченко В.Г. Прогресс в проектировании и строительстве высоких плотин из грунтовых материалов [по материалам XIII и XIV конгрессов]. //ГТС, 1983, №8, с.47-58.

Михайлов Л.П., Сокольников Ю.Н., Печеркин И.А., Успенский С.М. Берега водохранилищ и их инженерно-геологические и природоохранные аспекты [доклад авторов по вопросу 54]. //ГТС, 1984, №1, с.41-43.

Фрейдман В.Б., Фролов Б.К., Шкарин В.П. Возведение плотины Виллоу Крик (США) непрерывным методом из укатываемой бетонной смеси [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1983, №4, с.22-27.

Правдивец Ю.П. Организация службы наблюдения за сооружениями гидроузла Итайпу [с использованием материалов XIII и XIV конгрессов]. //ЭСР, 1983, №5, с.29-32.

Правдивец Ю.П. Работы по сооружению котлованов гидроузла Итайпу [с использованием материалов XIII и XIV конгрессов]. //ЭСР, 1984, №2, с.18-20.

Бронштейн В.И. Укатанный бетон - составы и свойства, технология применения [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1984, №2, с.22-29.

Хейфец В.Б. Противофильтрационные устройства в основании и закарстованном примыкании плотины Кхао Лаем (Таиланд) [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1984, №2, с.29-32.

Ляпичев Ю.П. Современные тенденции в гидроэнергетическом строительстве в Латинской Америке [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1984, №4, с.32-35.

Ляпичев Ю.П. Строительство высоких каменно-набросных плотин с железобетонными экранами [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1984, №5, с.19-23.

Биянов Г.Ф., Торопов Л.Н., Фролов Б.К. Опыт использования прицепных вибрационных катков при возведении плотин из грунтовых материалов [с использованием материалов XIII и XIV конгрессов]. //ЭСР, 1985, №2, с.12-17.

Моисеев А.И. Строительство камешно-набросной плотины Фоз-ду-Арейра (Бразилия) [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1984, №3, с.22-24.

51-й Исполком (1983 г., Лондон, Великобритания).

Михайлов Л.П., Слиский С.М., Правдивец Ю.П., Самарин В.Г., Торопов Л.Н. Тенденции в плотностроении в Великобритании [по полученным на Исполкоме материалам]. //ЭСР, 1984, №3, с.17-22.

52-й Исполком (1984 г., Токио, Япония).

Тихонов Г.И., Курочкин Н.В., Осипов А.Д., Самарин В.Г. 52-й Исполком Международной комиссии по большим плотинам. //ГТС, 1984, №12, с.38.

XV конгресс и 53-й Исполком (1985 г., Лозанна, Швейцария).

*Технические вопросы конгресса:*

56. Мониторинг [наблюдение] плотин и их оснований.

57. Бетонные плотины: трещинообразование и укатанный бетон (рол-крит).

58. Подготовка оснований плотин для борьбы с фильтрацией.

59. Мероприятия по реконструкции плотин для обеспечения их безопасности при эксплуатации.

Садовский С.И., Курочкин Н.В., Осипов А.Д., Орлов Б.В., Радченко В.Г., Самарин В.Г. 53 Исполком и XV конгресс СИГБ. // ГТС, 1986, №4, с.50-53 и №5, с.37-39.

Жиленков В.Н., Каякин В.В., Котюжан А.И., Парабучев И.А., Шевлягин Ю.С., Шевченко Н.И. Пути развития методов определения водонепроницаемости насыщенных грунтов [изложение доклада, представленного авторами на конгрессе]. //ГТС, 1986, №3, с.48-52.

Осипов А.Д. Новая минеральная добавка для цементов и бетонов [с использованием материалов XI и XV конгрессов]. //ЭСР, 1986, №2, с.38-39.

Калустян Э.С. Повышение надежности сооружений усилением их скальных оснований [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1986, №5, с.19-24.

Клебанов А.И., Торопов Л.Н., Фрейдман В.Б., Фролов Б.К. Общие тенденции в строительстве плотин из укатанного бетона в США [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1986, №6, с.18-26.

Осипов А.Д., Курочкин Н.В. Стоимость строительства плотин из укатанного бетона [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1986, №6, с.26-27.

Клебанов А.И., Торопов Л.Н., Фрейдман В.Б., Фролов Б.К., Шкарип В.П. Особенности технологии и стоимость возведения плотин из укатанного бетона [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1987, №1, с.19-25.

Фролов А.Б. Свойства пуццолановой добавки-микросилики и опыт её применения [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1987, №2, с.24-28.

Фролов А.Б. Методы и оборудование для разравнивания и уплотнения особо жестких укатываемых бетонных смесей [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1988, №3, с.20-26.

Фрейдман В.Б., Фролов Б.К. Перспективы строительства в Японии плотин из укатанных бетонов [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1988, №4, с.27-31.

Осипов А.Д. Устройство железобетонных экранов в укатанных каменно-набросных плотинах [с использованием материалов конгресса]. //ЭСР, 1988, №6, с.19-24.

Судаков В.Б. Технология возведения плотины Аппер Стиллуотер [США] из укатанного бетона [с использованием материалов XIII и XV конгрессов]. //ЭСР, 1989, №1, с.17-20.

54-й Исполком (1986 г., Джакарта, Индонезия).

55-й Исполком и Международный симпозиум по землетрясениям и плотинам (1987 г., Пекин, КНР). 55-й Исполком СИГБ. //ГТС, 1988, №3, с.56-57.

Ивашенко И.Н., Семенов И.В. Проблемы сейсмостойкости плотин [обзор 39 докладов, включенных в труды симпозиума]. //ГТС, 1988, №7, с.52-54.

XVI конгресс и 56-й Исполком (1988 г., Сан-Франсиско, штат Калифорния, США).

Технические вопросы конгресса:

60. Водохранилища и окружающая среда: опыт эксплуатации и мониторинга [контроля].

61. Грунтовые плотины: водонепроницаемые элементы, исключая глинистые ядра.

62. Новые достижения в строительстве бетонных плотин.

63. Расчетный паводок и регулирование паводков после пуска плотины в эксплуатацию.

Самарин В.Г. 56-й Исполком и 16-й конгресс Международной комиссии по большим плотинам. //ГТС, 1988, №9, с.48-50.

Золотов Л.А. Гидротехническое строительство и окружающая среда [по материалам конгресса]. //ГТС, 1990, №3, с.52-54.

Судаков В.Б., Марчук А.Н., Караваев А.В. Современные конструктивно-технологические решения для сейсмостойких гравитационных плотин [с использованием материалов XV и XVI конгрессов]. //ГТС, 1996, №2, с.45-51.

Радченко В.Г., Семенков В.М. Геомембраны в плотинах из грунтовых материалов [с использованием материалов конгресса]. //ГТС, 1993, №10, с.46-52.

57-й Исполком и Международный симпозиум по аналитической оценке проблем, связанных с безопасностью плотин (1989 г., Копенгаген, Дания).

Садовский С.И., Семенков В.М., Торопов Л.Н., Радченко В.Г. Международный симпозиум по аналитической оценке вопросов безопасности

[бетонных и грунтовых] плотин [обзор докладов]. //ГТС, 1990, №6, с.45-49 (приведен перечень 38 докладов).

*Примечание:* На этом Исполкоме В.М. Семенков был избран вице-президентом СИГБ от СССР на срок полномочий 1989-1992 гг.

**58-й Исполком и Международный симпозиум по безопасности и восстановлению плотин хвостохранилищ** (1990 г., Сидней, Австралия).

**XVII конгресс и 59-й Исполком** (1991 г., Вена, Австрия).

*Технические вопросы конгресса:*

64. Плотины и окружающая среда.

65. Старение плотин и ремонтные работы.

66. Плотины на сложных основаниях.

67. Новые достижения в области насыпных плотин и перемычек.

Марчук А.Н. О некоторых современных тенденциях в строительстве больших плотин [по материалам XVI и XVII конгрессов]. // ГТС, 1992, №1, с.1-4.

Претро Г.А., Федоров М.П. Гидроэнергетика и охрана природы Австрии [с использованием материалов Австрийского национального комитета по большим плотинам: из книги «Плотины в Австрии», 1991]. // ГТС, 1993, №12, с.47-52.

Антонов С.С., Судаков В.Б., Караваев А.В. Критерии оценки ресурсов работоспособности стареющих бетонных плотин [с использованием материалов конгресса]. //ГТС, 1995, №2, с.5-8.

Дурчева В.Н., Пучкова С.М. Основные причины, признаки и последствия старения бетонных плотин [с использованием материалов конгресса]. //ГТС, 1995, №2, с.9-10.

**60-й Исполком и Международный симпозиум по плотинам и экстремальным паводкам** (1992 г., Гранада, Испания).

Семенов А.Н. В Международной комиссии по большим плотинам (СИГБ) [о работе 60-го Исполкома СИГБ]. //ГТС, 1993, №1, с.4-12.

Асарин А.Е., Семенков В.М. Расчетные паводки и безопасность плотин [с использованием материалов СИГБ]. //ГТС, 1992, №8, с.55.

Асарин А.Е. Плотины и экстремальные паводки [обзор докладов по трудам симпозиума]. //ГТС, 1993, №8, с.9-11 [приведен список 21 доклада].

Торопов Л.Н. Использование водных ресурсов рек Испании [по полученным на Исполкоме материалам]. //ГТС, 1993, №8, с.13-16.

Семенов А.Н., Торопов Л.Н. Из опыта сооружения высоких плотин в Андалузии (Испания). // ГТС, 1993, №12, с.52-56.

**61-й Исполком и Международный симпозиум на тему: «Высотная Асуанская плотина (ВАП) - жизненно важное достижение полностью контролируется»** (1993 г., Каир, Египет).

Семенов А.Н. 61 Исполком Международной комиссии по большим плотинам (СИГБ). //ГТС, 1994, №4, с.48-53.

Лохматиков Г.П. Под знойным солнцем Асуана [о Высотной Асуанс-

кой плотине]. //ГТС, 1996, №2, с.4-7 (о ВАП см. также статьи, опубликованные в журналах: ГТС, 1946, №9, с.35; 1959, №3, с.1-14; 1964, №9, с.1-7 и 7-12; 1965, №4, с.4-9, №11, с.10-11, 12-16 и 17-22, №12, с.9-12; 1967, №12, с.16-18; 1971, №4, с.3-12; 1995, №6, с.1-3; 1996, №6, с.1-5; ЭСР, 1965, №5, с.54-62; 1967, №4, с.34-40 и 40-44; 1968, №6, с.26-30).

**XVIII конгресс и 62-й Исполком (1994 г., Дурбан, ЮАР).**

*Технические вопросы конгресса:*

68. Существующие плотины: мониторинг и оценка безопасности [включая гидрологическую и сейсмическую безопасность].

69. Опыт эксплуатации водохранилищ в части окружающей среды [включая заиление и качество воды].

70. Поэтапное строительство, наращивание или реконструкция плотин.

71. Разрушение водосливных и водосбросных сооружений.

Семенов А.Н. XVIII конгресс Международной комиссии по большим плотинам (СИГБ). //ГТС, 1995, №6, с.38-47.

Дерюгин Г.К., Наумов О.С. Разрушение плотин в связи с пропуском сбросных расходов [с использованием материалов СИГБ]. //ГТС, 1995, №7, с.30-33.

Семенов А.Н., Торопов Л.Н. Развитие плотиностроения в Южно-Африканской Республике [с использованием материалов СИГБ]. // ГТС, 1995, №7, с.42-44.

Василевский А.Г. Отечественный и зарубежный опыт контроля за безопасностью напорных гидротехнических сооружений [с использованием материалов конгресса]. //ГТС, 1996, №3, с.4-7.

Новоженин В.Д., Бронштейн В.И. Сейсмический риск и мероприятия по повышению сейсмостойкости подпорных гидротехнических сооружений [с использованием материалов конгресса]. //ГТС, 1998, №10, с.14-22.

63-й Исполком и Международный симпозиум на тему: «Водохранилища в развитии речных бассейнов» (1995 г., Осло, Норвегия).

Семенов А.Н. О работе 63-го Исполкома Международной комиссии по большим плотинам. //ГТС, 1996, №5, с.1-4.

64-й Исполком и Международный симпозиум по сейсмическим и природоохранным [экологическим] аспектам проектирования земляных и бетонных плотин и плотин хвостохранилищ (1996 г., Сантьяго, Чили).

Семенов А.Н. 64-й Исполком Международной комиссии по большим плотинам. //ГТС, 1997, №4, с.13-19.

XIX конгресс, 65-й Исполком и Симпозиум на тему: «Венеция и Флоренция: комплексный диалог с водой» (1997 г., Флоренция, Италия).

*Технические вопросы конгресса:*

72. Инновационное финансирование проектов, включающих плотины.

73. Характеристики водохранилищ.

74. Специальные проблемы, связанные с земляными набросными плотинами.

#### 75. Аварии и разрушения плотин.

Семенов А.Н. XIX Конгресс и 65-й Исполком Международной комиссии по большим плотинам. //ГТС, 1998, №3, с.5-11.

Калустьян Э.С. Оценка и роль рисков в плотиностроении [с использованием материалов XVIII и XIX конгрессов]. //ГТС, 1999, №12, с.27-31.

66-й Исполком и Международный симпозиум по восстановлению плотин (1998 г., Нью-Дели, Индия).

Семенов А.Н. О работе 66-го Исполкома Международной комиссии по большим плотинам. //ГТС, 1999, №3, с.42-49.

67-й Исполком и Международный симпозиум на тему: «Основания плотин - проблемы и решения» (1999 г., Анталия, Турция).

Семенов А.Н. 67-й Исполком Международной комиссии по большим плотинам (СИГБ). //ГТС, 2000, №2, с.42-52. (В статье сообщается, что на 67-ом Исполкоме СИГБ представитель Канадского национального комитета по большим плотинам выразил готовность провести XXI конгресс СИГБ в 2004 г. в г. Монреале, Канада.)

XX конгресс, 68-й Исполком и Международный симпозиум по каменно-набросным плотинам с бетонными экранами (сентябрь 2000 г., Пекин, КНР).

#### *Технические вопросы конгресса:*

76. Использование анализа риска для принятия решений по обеспечению безопасности плотин.

77. Польза и вред от строительства плотин.

78. Мониторинг плотин и их оснований.

79. Водосбросы с затворами и другие сооружения для регулирования попуска воды и безопасность плотин.

## II. ЖУРНАЛЬНЫЕ СТАТЬИ В ОТЕЧЕСТВЕННЫХ ИЗДАНИЯХ СО ССЫЛКАМИ НА МАТЕРИАЛЫ СИГБ И НАЦИОНАЛЬНЫХ КОМИТЕТОВ СИГБ

1. Нестерук Ф.Я. Величайшие плотины мира. //ГТС, 1946, №10, с.27-28.

2. Бобров Р.И. О строительстве каменнонабросных и каменнонасыпных плотин [за рубежом]. //ГТС, 1961, №10, с.51-56.

3. Гвелисиани Л.Г. Каталог высоких плотин [авторы Н.Ф. Манджавидзе и Г.П. Мамрадзе, изд. АН Грузии, Тб., 1964, 188 с.]. //ГТС, 1965, №6, с.63 (см. также ГТС, 1964, №1, с.63). (Каталог объемом 12 п.л. содержит основные сведения о 720 плотинах мира высотой более 75 м.)

4. Фролов Б.К. Строительство гидроузла Грин-Питер (США). //ЭСР, 1965, №3, с.33-38.

5. Вавилов А.С. Об уточнении понятия высоты набросных плотин [на примерах отечественных и зарубежных плотин]. / ГТС, 1967, №8, с. 55-56.

6. Гинзбург М.Б. О выборе типа высоких плотин для районов с высокой сейсмической активностью [на примерах зарубежных плотин]. // ГТС, 1967, №8, с.56-59.

7. Фролов Б.К. Строительство гидроузла Морроу Пойнт (США). // ЭСР, 1967, №6, с.44-50.
8. Фролов Б.К. Бетонное хозяйство и бетонные работы на строительстве гидроузла Дворжак (США). //ЭСР, 1970, №4, с.29-37.
9. Фролов Б.К. Строительство гидроузла Либби (США). // ЭСР, 1970, №6, с.33-39.
10. Авакян А.Б., Овчинникова С.П. Некоторые данные о водохранилищах мира [статья составлена по литературным источникам, включая материалы СИГБ]. //ГТС, 1971, №8, с.48-51.
11. Симонов-Емельянов Ю.А. К вопросу проектирования неэрозирующих от кавитации водосливных поверхностей высоких бетонных плотин. //ЭСР, 1971, №6, с.27-33.
12. Панфилов В.С. О связи заполнения водохранилищ с землетрясениями. // ГТС, 1973, №5, с.43-47.
13. Боровой А.А., Кириллов А.П. Зарубежный опыт проектирования плотин на сейсмические воздействия [изложено содержание Бюллетеня СИГБ №27 за 1975 г.]. //ГТС, 1977, №11, с.55-58.
14. Правдивец Ю.П. Водосливные плотины из местных материалов. //ЭСР, 1978, №2, с.21-23.
15. Калустян Э.С. Влияние физико-механических характеристик оснований на надежность плотин. // ЭСР, 1980, №5, с.26-30.
16. Калустян Э.С. Надежность скальных оснований бетонных плотин. //ГТС, 1983, №6, с.7-8.
17. Вуцель В.И. Обеспечение надежности грунтовых плотин. // ГТС, 1983, №7, с.16-17.
18. Михайлов Л.П., Царев А.И. Обеспечение безопасной эксплуатации плотин в США. // ГТС, 1983, №12, с.53-54.
19. Моисеев А.И. Строительство гидроузла Педра-до-Кавало (Бразилия). // ЭСР, 1983, №2, с.18-19.
20. Газиев Э.Г., Калустян Э.С. Надёжность скальных оснований бетонных плотин и некоторые рекомендации по их оценке. //ГТС, 1984, №6, с.30-33.
21. Осипов А.Д. Пути совершенствования технологии строительства бетонных гидротехнических сооружений [приведены примеры применения малоцементного укатанного бетона за рубежом]. //ГТС, 1984, №11, с.4-6.
22. Лятхер В.М., Золотов Л.А., Ивашенко И.Н., Янчер В.Б. Оценка надежности гидросооружений. //ГТС, 1985, №2, с.6-13.
23. Малаханов В.В., Марчук М.А., Серков А.В. Критерии безопасных эксплуатационных деформаций грунтовых плотин. //ГТС, 1985, №6, с.12-17.
24. Осипов А.Д. Метод строительства бетонных плотин из укатанного бетона в Японии [со ссылкой на ЭСР, 1984, №2, с.22-29]. // ЭСР, 1985, №5, с.19-22.
25. Клебанов А.И., Фрейдман В.Б., Фролов Б.К. Особенности технологии воздействия плотин из укатываемых бетонных смесей в Японии.

//ЭСР, 1986, №1, с.21-28.

26. Осипов А.Д. Малоцементный укатанный бетон для плотин. //ГТС, 1987, №8, с.45-48.

27. Ивашенко И.Н., Япчер В.Б. Инженерная методика расчета гидросооружений на надежность. //ГТС, 1988, №6, с.8-11.

28. Ляпичев Ю.П., Ивашенко И.Н. Обеспечение надежности и экономичности современных каменнонасыпных плотин с железобетонными экранами. //ГТС, 1988, №10, с.9-15.

29. Золотов Л.А., Ивашенко И.Н., Царев А.И. Критерии безопасности плотин. //ГТС, 1988, №11, с.34-37.

30. Золотов Л.А., Ивашенко И.Н., Семенов В.М. Количественная оценка надежности плотин. //ГТС, 1989, №6, с.8-11.

31. Юфин С.А., Постольская О.К., Швачко И.Р. Некоторые вопросы надежности и строительства высоких плотин [с использованием материалов Комиссии по статистическому анализу причин разрушения плотин СИГБ при Коимбрском университете Португалии]. //ЭСР, 1989, №5, с.16-19.

32. Викторов А.М. Безопасность плотин. //ГТС, 1990, №8, с.52-53.

33. Радкевич Д.Б., Хейфиц В.З. Автоматизированные системы контроля состояния плотин. //ГТС, 1991, №1, с.29-32.

34. Золотов Л.А., Ивашенко И.Н. Безопасность гидротехнических сооружений. //ГТС, 1991, №2, с.29-34.

35. Лапин Г.Г., Шаргородский А.Д. Опыт возведения высоких грунтовых плотин за рубежом. //ГТС, 1991, №5, с.33-37.

36. Лапин Г.Г., Шаргородский А.Д. Интенсивность подачи грунтов и применение конвейерного транспорта при возведении грунтовых плотин. //ГТС, 1991, №6, с.58-62.

37. Золотов Л.А., Ивашенко И.Н., Царев А.И. К вопросам о надежности гидротехнических сооружений и критериях безопасности. //ГТС, 1991, №9, с.54.

38. Лапин Г.Г., Шаргородский А.Д. Зарубежный опыт строительства ГАЭС [обобщение опыта возведения ГАЭС за рубежом с использованием 239 отечественных и зарубежных источников]. //ГТС, 1992, №6, с.26-29.

39. Семенов А.Н., Марчук А.Н. Некоторые современные аспекты гидроэнергетики. //ГТС, 1992, №7, с.1-5.

40. Осипов А.Д., Шаркунов С.В., Семенов С.Н., Магитон А.С. Укатанные бетоны с высокими значениями прочности, морозостойкости и водонепроницаемости. //ГТС, 1992, №7, с.8-10.

41. Радченко В.Г., Семенов В.М. Применение геосинтетических материалов при строительстве плотин. //ГТС, 1992, №10, с.50-54.

42. Марчук А.Н., Савич А.И. Надежность высоких плотин с учетом геодинамических процессов. //ГТС, 1992, №11, с.1-4.

43. Правдивец Ю.П. Ступенчатые водосбросы в мировой и отечественной гидротехнике. //ГТС, 1993, №10, с.28-32.

44. Лашенков С.Я. Задачи обеспечения безопасности гидротехнических

сооружений электростанций. //ГТС, 1993, №12, с.1-345. Калустян Э.С. Обеспечение надежности бетонных плотин на основе диагностики их скальных оснований. //ГТС, 1994, №5, с.20-25.

46. Калустян Э.С. Уроки аварий бетонных плотин на скальных основаниях. //ГТС, 1995, №2, с.13-17.

47. Барабанова Е.А. Типичные случаи повреждений гидротехнических сооружений и меры по обеспечению их безопасности. //ГТС, 1995, №3, с.24-27.

48. Осипов А.Д. Трещинообразование и ремонт на плотине Аппер-Стилуотер (США). //ГТС, 1995, №7, с.44-45.

49. Золотов Л.А., Иващенко И.Н., Радкевич Д.Б. Оперативная количественная оценка уровня безопасности эксплуатируемых гидротехнических сооружений. //ГТС, 1997, №2, с.40-43.

50. Авакян А.Б., Яковлева В.Б. Новые данные о водохранилищах мира. //ГТС, 1997, №3, с.8-12.

51. Золотов Л.А., Навайиёйа Б. Современное состояние и перспективы развития плотиностроения в Иране [по материалам, предоставленным Иранским национальным комитетом по большим плотинам]. //ГТС, 1997, №5, с.52-56.

52. Федосов В.Е., Коган Е.А., Осипов А.Д. Материалы для укатанного бетона, используемые в современном плотиностроении [обзорная статья по материалам СИГБ и международного симпозиума, проходившего в Испании в г. Сантандере в 1995 г.]. // ГТС, 1998, №4, с.5-12 (приведен перечень докладов по укатанному бетону, представленных на симпозиум).

53. Марчук А.Н. Влияние разрушительного землетрясения [17 января 1995 г.] в г. Кобе на ближайшие плотины (по материалам специального эссе Японского национального комитета по большим плотинам). //ГТС, 1998, №10, с.55-56.

54. Рубин О.Д., Лисичкин С.Е., Николаев Б.А., Ляпин О.Б. Расчетная оценка прочности высоконапорных водоводов большого диаметра гидроузла «Три ущелья» [с использованием материалов Международного симпозиума СИГБ «Новые тенденции и руководства по безопасности плотин», 1998 г., Барселона, Испания]. //ГТС, 1999, №4, с.40-45.

55. Ивашинцов Д.А., Василевский А.Г., Радченко В.Г. Международный симпозиум по новейшим тенденциям и нормативным документам по безопасности плотин [1998 г., Барселона, Испания]. //ГТС, 1999, №4, с.50-54.

56. Швайштейн А.М. Ступенчатые водосливные плотины и гашение энергии. //ГТС, 1999, №5, с.15-21.

57. Бобков С.Ф., Боярский В.М., Векслер А.Б., Швайштейн А.М. Основные факторы учета пропускной способности гидроузлов при декларировании их безопасности. //ГТС, 1999, №4, с.2-9.

58. Коган Е.А. Строительство плотин из укатанного бетона. Анализ состояния и перспективы развития [по материалам из зарубежных источников, включая труды симпозиумов СИГБ]. // ГТС, 2000, №6, с.30-40.

### III. ПРОЧИЕ ПУБЛИКАЦИИ И ДОКУМЕНТЫ

1. Поздравление Александру Николаевичу Семенову (в связи с юбилеем) [председатель СНК/РНК СИГБ с июля 1991 г.]. //ГТС, 1996, №10, с.49.
2. В Советском подкомитете по большим плотинам. // ГТС, 1958, №3, 3-я страница обложки (сообщается, что в Советском подкомитете по большим плотинам образована Секция гидравлических исследований, являющаяся Советским национальным комитетом МАГИ).
3. Обеспечение безопасности эксплуатации плотин и водохранилищ. // ГТС, 1965, №7, с.52 (о создании при ЮНЕСКО специальной комиссии из 5 человек, включая председателя СНК СИГБ А.А. Борового, для разработки проекта Международных рекомендаций, касающихся обеспечения надежной работы плотин и защиты населения в случаях возможных аварий, а также для выработки системы современного оповещения населения при авариях плотин).
4. Самарин В.Г., Речицкий В.И. Совместное заседание советских комитетов по проблеме надежности и устойчивости больших плотин на скальных основаниях. //ГТС, 1983, №2, с.47-48 (о заседании Советского национального комитета по большим плотинам и Советского комитета по участию в Международном обществе по механике скальных пород 12-15 ноября 1981 г. в Грузии на строительстве Ингурской ГЭС).
5. Самарин В.Г., Шобик В.Ф. Выездное заседание Советского национального комитета по большим плотинам (СНК СИГБ) [1984 г., Ереван, Армения]. //ГТС, 1985, №7, с.56-57.
6. Марчук А.Н. Ответ на публикацию статьи О. Латифи «Плотина» (газета «Правда», 1988, 21 ноября). //ГТС, 1989, №3, с.3-4 (см. также Марчук А.Н. Всегда ли прав скорый суд? //Газета «Правда», 1989, 3 января).
7. Торопов Л.Н. В Российском национальном комитете по большим плотинам. //ГТС, 1992, №11, с.48-49.
8. Пирхер В. (президент СИГБ). 36000 больших плотин существует, а требуется еще больше. //ГТС, 1994, №5, с.11-20.
9. Малаханов В.В. Техническая диагностика грунтовых плотин. //Библиотека гидротехника и гидроэнергетика. Энергоатомиздат, М., вып.97, 1990, 120 с.
10. Ивашенко И.Н. Инженерная оценка надежности грунтовых плотин. //Библиотека гидротехника и гидроэнергетика. Энергоатомиздат, М., вып.105, 144 с.
11. Калустян Э.С. Разрушения и повреждения бетонных плотин на скальных основаниях. // Изв. ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, СПб., 1997, 188 с.
12. Лащенко С.Я., Ивашенко И.Н., Радченко В.Г., Щербина В.И., Асарин А.Е., Прудовский А.М. Международный симпозиум по новым тенденциям и основным направлениям в обеспечении безопасности плотин [17-19 июня 1998 г., Барселона, Испания]. // Сборник «Безопасность энергетических сооружений», АО НИИЭС, М., 1998, вып.2-3, с.258-291 (приведены перечни докладов по темам симпозиума: 1. Законодательство

и руководства по безопасности плотин - 59 докладов. 2. Конструктивная безопасность плотин - 86 докладов. 3. Гидрологическая безопасность - 57 докладов).

13. Мирцхулава Ц.Е. Оценка надежности плотин и других сооружений с учетом интенсивности старения. //Сб. «Современные проблемы водного хозяйства и инженерной экологии». Институт водного хозяйства и инженерной экологии АН Грузии, Тбилиси, 1999, с.80-100.

14. Торопов Л.Н. О деятельности Международной комиссии по большим плотинам. //См. в настоящем выпуске сборнике «БЭС».

15. Положение Российского национального комитета по большим плотинам. //Утвердил Министр топлива и энергетики Российской Федерации В.И. Калужный 18 января 2000 г. №К-292, подписал председатель РНК СИГБ А.Н. Семенов.

16. Состав Управляющего совета Российского национального комитета по большим плотинам. //Утвердил Министр топлива и энергетики Российской Федерации В.И. Калужный 28 февраля 2000 г. №К-1613, подписал председатель РНК СИГБ А.Н. Семенов.

#### IV. ТЕХНИЧЕСКИЕ БЮЛЛЕТЕНИ СИГБ

Центральное бюро СИГБ в 1960-1997 гг. в Париже издало следующие технические бюллетени (в скобках после названия каждого бюллетеня указаны номер его выпуска и год издания или переиздания):

1. Морозостойкость бетона (№15, 1960, 1981).

2. Испытания поверхностно-активных добавок для бетона больших плотин - руководство и рекомендации (№20, 1968).

3. КИА для земляных и каменнонабросных плотин - общие соображения (№21, 1969).

4. Пуццоланы и шлаки для использования в бетоне для больших плотин - руководство и рекомендации (№22, 1972).

5. КИА и геодезические методы. I. Общие соображения о КИА для бетонных плотин. II. Заметки о применении геодезических методов для определения подвижек плотин (№23, 1972).

6. Ускоряющие и замедляющие добавки для использования их в бетоне для больших плотин - руководство и рекомендации (№24, 1973).

7. Растяжимость бетона для больших плотин (№25, 1976, 1981).

8. Методы определения влияний усадки, ползучести (крипа) и температуры на бетон для больших плотин (№26, 1976, 1981).

9. Методы расчета плотин на сейсмические воздействия - обзор (№27, 1975, 1981) [см. ГТС, 1977, №11, с.55-58].

10. Отчет Комитета по рискам для третьих сторон от больших плотин (№29, 1977).

11. Методы конечных элементов в расчетах и проектировании плотин (№30а, 1978, 1982, 1987).

12. Глоссарий слов и фраз в применении к большим плотинам (№31а, 1977, 1982).

13. Асфальтобетонные облицовки для земляных и каменно-набросных плотин (№32 а, 1977, 1982, 1988).
14. Компендиум (справочник) символов по плотинам (№33, 1977, 1979) [этот бюллетень выпущен взамен бюллетеня №28].
15. Руководство СИГБ по Международной системе единиц (СИ) (№34, 1979).
16. Плотины и окружающая среда: 1. Инструкции по использованию матрицы. 2. Общий синтез (анализ) (№35, 1980).
17. Цементы для бетона для больших плотин (№36а, 1980, 1982).
18. Успех в проектировании плотин и решении вопросов, связанных с окружающей средой (№37, 1981).
19. Использование тонких экранов для набросных плотин (№38, 1981).
20. Взаимодействие верховых облицовок с основаниями и примыканиями (№39, 1981) [этот бюллетень выпущен как приложение 1 к бюллетеню №32а].
21. Армированный волокном бетон (№40а, 1982, 1988/89).
22. Автоматизированные наблюдения для контроля безопасности плотин (№41, 1982).
23. Асфальтобетонные ядра для земляных и каменно-набросных плотин (№42, 1982) [этот бюллетень выпущен как приложение 2 к бюллетеню №32а].
24. Синтетические смолы для облицовок плотин (№43, 1982).
25. Плотины горнорудных и промышленных хвостохранилищ - библиография (№44а, 1982, 1989).
26. Плотины хвостохранилищ и отвалы - справочник (№45, 1982).
27. Сейсмичность и проектирование плотин (№46, 1983).
28. Контроль качества бетона (№47, 1983).
29. Регулирование рек во время строительства плотин (№48а, 1984, 1986).
30. Эксплуатация приплотинных гидротехнических сооружений (№49а, 1984, 1986).
31. Плотины и окружающая среда: заметки о влияниях в регионах [географических зонах] (№50, 1985).
32. Материалы засыпки для водонепроницаемых противофильтрационных завес (№51, 1985).
33. Методы расчета плотин на сейсмические воздействия (№52, 1986).
34. Статические расчеты земляных плотин (№53, 1986).
35. Грунтоцемент для земляных плотин (№54, 1986).
36. Геотекстиль в качестве фильтров и переходных участков в набросных плотинах (№55, 1986) [см. ГТС, 1992, №10, с.50-54].
37. Контроль качества строительства набросных плотин (№56, 1986).
38. Материалы для швов в бетонных плотинах (№57, 1986).
39. Водосливы для плотин (№58, 1987).
40. Безопасность плотин - руководство (рекомендации) (№59, 1987).
41. Мониторинг плотин - общие рассуждения (№60, 1988).

42. Критерии проектирования плотин: философия их выбора (№61, 1988).
43. Инспекция плотин после землетрясений - руководство (рекомендации) (№62, 1988).
44. Новые методы строительства [бетонных и набросных плотин] - состояние вопроса (№63, 1988).
45. Нарращивание плотин - регистр (№64, 1988).
46. Плотины и окружающая среда - практические примеры (№65, 1988).
47. Плотины и окружающая среда: перекрытие Зюйдерзее [в Нидерландах] (№66, 1989).
48. Контроль заилнения водохранилищ - руководство (рекомендации) (№67, 1989).
49. Мониторинг плотин и их оснований - состояние вопроса (№68, 1989).
50. Морены как материал для грунтовых плотин и их оснований - состояние вопроса (№69, 1989).
51. Каменно-набросные плотины с бетонной облицовкой - состояние вопроса (№70, 1989).
52. Воздействие агрессивных вод на бетон плотин - руководство (рекомендации) (№71, 1989).
53. Выбор сейсмических параметров для больших плотин - руководство (рекомендации) (№72, 1989).
54. Экономия при строительстве плотин - комментарии и предложения (№73, 1989).
55. Безопасность плотин хвостохранилищ - руководство (рекомендации) (№74, 1989).
56. Укатанный бетон для гравитационных плотин - состояние вопроса (№75, 1989).
57. Обычные (классические) методы строительства плотин - обзор (№76, 1990).
58. Дисперсивные грунты в земляных плотинах - обзор (№77, 1990).
59. Водонепроницаемые геомембраны для плотин - состояние вопроса (№78, 1991) [см. ГТС, 1992, №10, с.50-54; 1993, №10, с.46-52].
60. Щелочная реакция в бетонных плотинах - обзор и рекомендации (№79, 1991).
61. Строительные площадки плотин: предотвращение инцидентов - обзор и рекомендации (№80, 1992).
62. Водосливы, ударные волны и вовлечение воздуха - обзор и рекомендации (№81, 1992).
63. Выбор расчетного паводка: современные методы (№82, 1992).
64. Влияние стоимости на развитие плотин в будущем - комментарии и предложения (№83, 1992).
65. Асфальтобетонные ядра для набросных плотин - состояние вопроса (№84, 1992).
66. Владельцы, консультанты и подрядчики: как усовершенствовать их взаимоотношения (№85, 1992).

67. Плотины и окружающая среда: социально-экономические воздействия (№86, 1992).
68. Усовершенствование мониторинга существующих плотин - рекомендации и практические примеры (№87, 1992).
69. Скальные основания для плотин (№88, 1993).
70. Армированные каменные и грунтовые наброски для плотин - состояние вопроса (№89, 1993)
71. Плотины и окружающая среда: географические воздействия (№90, 1993).
72. Земляные плотины: защита верховых откосов - обзор и рекомендации (№91, 1993).
73. Скальные материалы для каменно-набросных плотин - обзор и рекомендации (№92, 1993).
74. Старение плотин и приплотинных сооружений - обзор и рекомендации (№93, 1994).
75. Программное обеспечение для расчетов плотин на ЭВМ: обоснованность (валидация) - комментарии и предложения (№94, 1994).
76. Земляные плотины: гранулированные (зернистые) фильтры и дренажи - обзор и рекомендации (№95, 1994).
77. Плотины и окружающая среда: качество воды и климат (№96, 1994).
78. Плотины хвостохранилищ: проектирование дренажа - обзор и рекомендации (№97, 1994).
79. Плотины хвостохранилищ и сейсмичность - обзор и рекомендации (№98, 1995).
80. Разрушение плотин: статистический анализ (№99, 1995).
81. Плотины и окружающая среда: достижения на модели плотины Радриколи (№100, 1995).
82. Плотины хвостохранилищ: транспортировка, размещение, фильтрование - обзор и рекомендации (№101, 1995).
83. Вибрации гидравлического оборудования на плотинах - обзор и рекомендации (№102, 1996).
84. Плотины хвостохранилищ и окружающая среда - обзор и рекомендации (№103, 1996).
85. Мониторинг плотин хвостохранилищ - обзор и рекомендации (№104, 1996).
86. Плотины и приплотинные сооружения в районах с холодным климатом - руководство (рекомендации) по проектированию и практические примеры (№105, 1996).
87. Плотины и наполнение хвостохранилищ: проектирование, строительство, использование и восстановление - руководство (№106, 1996).
88. Бетонные плотины: контроль и обработка трещин - обзор и практические рекомендации (№108, 1997).
89. Стоимость временных и постоянных сооружений для регулирования паводков на плотинах (№108, 1997).
90. Плотины высотой меньше чем 30 м (№109, 1997).
91. Влияние правил, критериев, технических условий и контрактных спорных вопросов (разногласий) на стоимость (№110, 1997).

Сведениями о Бюллетенях СИГБ, изданных в 1998-1999 гг., автор, к сожалению, не располагает.

## **V. СТАТЬИ О ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЯХ В ВОЕННОЕ ВРЕМЯ**

1. **Стоимость противовоздушной обороны гидроэлектростанций.** В рубрике «По иностранным журналам». //ГТС, 1939, №3, с.38.
2. **Макарович Т.С.** О некоторых мероприятиях по защите гидротехнических сооружений от воздушного попадания [по зарубежному источнику]. //ГТС, 1939, №4-5, с.60-61.
3. **Саверин Н.А.** Противовоздушная оборона гидроэлектростанций в Швеции [по статьям из зарубежных источников]. //ГТС, 1939, №7, с.36-37.
4. **Покровский Г.И.** О действии авиабомб на элементы гидротехнических сооружений. //ГТС, 1941, №5, с.22-24.
5. **Гришин М.М.** Проектирование и строительство гидротехнических сооружений в военное время. //ГТС, 1943, №1, с.3-11.
6. **Любченко Б.М.** Технические указания по восстановлению гидротехнических сооружений. //ГТС, 1943, №1, с.16-19.
7. **Нестерук Ф.Я.** Гидросооружения в бассейне рр. Рур и Эдер, разрушенные союзной авиацией 17 мая 1943 г. //ГТС, 1943, №1, с.19-21.
8. **Ф.Н.** Подробности разрушения германских плотин Мёне и Эдер [по материалам зарубежных источников]. //ГТС, 1944, №4, с.16-18.
9. **Бородин П.В.** Задачи военной гидротехники. //ГТС, 1944, №1-2, с.6-11.
10. **Ничипорович А.А.** Восстановление гидротехнических сооружений Донбасса. //ГТС, 1944, №7, с.1-4.
11. **Нестерук Ф.Я.** Защита гидротехнических сооружений в военное время. //ГТС, 1944, №7, с.18-20.
12. **Пышкин Б.** Защита плотин от попадания с воздуха. //«Наука и жизнь», 1944, №9, с.18.
13. **Швей В.И.** Из практики восстановления разрушенных плотин [двух земляных плотин в Донбассе]. //ГТС, 1945, №3, с.7-9.
14. **Кандалов И.Н.** Днепростой в 1946 г. //ГТС, 1947, №3, с.6-12.
15. **Логинов Ф.Г.** ДнепрогЭС восстанавливается. //ГТС, 1946, №3, с.1-7 (в этом номере журнала см. также другие статьи о восстановлении Днепрогэса).
16. **Логинов Ф.Г.** Днепровская гидроэлектростанция дала промышленный ток. //ГТС, 1947, №3, с.3-5.
17. **Гидроэнергетика СССР в период Великой Отечественной войны 1941 - 1945 гг.** //ГТС, 1975, №5, с.1-9.
18. **Золотов Л.А., Самарин В.Г.** Взрыв плотины Перуча [на р. Цетина в Хорватии в январе 1993 г.]. //ГТС, 1996, №9, с.49-52 (обзор материалов, предоставленных авторам Хорватским национальным комитетом по большим плотинам).

В заключение следует отметить, что материалы СИГБ в части законодательных документов по безопасности плотин, аварий, натурных наблюдений, надзора за состоянием плотин, а также других аспектов проектирования, строительства и эксплуатации гидротехнических сооружений использовались при подготовке проекта Федерального закона от 21 июля 1997 г. №117-ФЗ «О безопасности гидротехнических сооружений», проекта ОНТП «Безопасность гидротехнических сооружений» и других документов, ряд которых перечислен в составленной автором «Библиографии публикаций по безопасности гидротехнических сооружений» [за 1990-1999 гг.], помещенной в выпуске 4 сборника «БЭС» за 1999 г., с.251-284 (см. раздел 1, с.252-253). Указанный раздел сборника «БЭС» может быть дополнен перечнем следующих законодательных материалов и публикаций:

1. О реорганизации органов государственного энергетического надзора в Российской Федерации. Постановление Правительства РФ от 8 мая 1996 г. №560. //Собрание законодательства РФ, 1996, №20, ст.2352, с.5028-5029.

2. О возложении функций государственного надзора за безопасностью судоходных гидротехнических сооружений на Министерство транспорта Российской Федерации. Постановление Правительства РФ от 20 мая 1998 г. №466. //Собрание законодательства РФ, 1998, №21, ст.2241, с.4336.

3. О государственном энергетическом надзоре в Российской Федерации (Положение). Постановление Правительства РФ от 12 августа 1998 г. №938. //Собрание законодательства РФ, 1998, №33, ст.4037, с.7812-7815.

4. Изменения и дополнения, вносимые в некоторые постановления Правительства Российской Федерации [в том числе в постановление Правительства РФ от 8 мая 1996 г. №560 «О реорганизации органов государственного энергетического надзора в Российской Федерации»] (см. п.5 выше). //Собрание законодательства РФ, 1998, №33, ст.4037, с.7815-7816.

5. Материалы совместного заседания НТС РАО «ЕЭС России», Координационного совета по отраслевой программе «Безопасность энергетических сооружений», секции «Единая энергетическая система» Научного совета РАН по проблемам надежности и безопасности больших систем энергетики на тему: О ходе реализации и научно-техническом обеспечении Федерального закона «О безопасности гидротехнических сооружений». //БЭС, 1999, вып.5, 88 с.

6. Дьяков А.Ф. Реализация и научно-техническое обеспечение Федерального закона «О безопасности гидротехнических сооружений». //БЭС, вып.5, с.5-10; ГТС, 2000, №2, с.2-3.

7. Бритвин О.В. Основные научно-технические, правовые и организационно-финансовые проблемы, вытекающие из Федерального закона «О безопасности гидротехнических сооружений», и пути их решения. //БЭС, 1999, №5, с.10-20; ГТС, 2000, №5, с.4-9.

8. Варнавский Б.П. Об отраслевой программе «Безопасность энергетических сооружений и государственном надзоре за безопасностью гидротехнических сооружений». //БЭС, 1999, вып.5, с.21-27; ГТС, 2000, №2, с.10-12.

9. Кузнецов В.А. О ходе выполнения программы представления деклараций безопасности гидротехнических сооружений электростанций РАО «ЕЭС России» в 1998-1999 годах. //БЭС, 1999, вып.5, с.28-34; ГТС, 2000, №2, с.13-15.

10. Радкевич Д.Б. О реализации положения Федерального закона «О безопасности гидротехнических сооружений» в части осуществления государственного надзора за безопасностью гидротехнических сооружений, объектов энергетики. //БЭС, 1999, вып.5., с.34-40.

11. Брызгалов В.И. Некоторые вопросы оценки безопасности гидротехнических сооружений [при составлении «Деклараций безопасности гидротехнических сооружений»]. //БЭС, 1999, вып.5, с.40-44.

12. Василевский А.Г. Методика определения состава, порядка разработки и утверждения критериев безопасности энергетических сооружений [в связи с реализацией Федерального закона «О безопасности гидротехнических сооружений»]. //БЭС, 1999, вып.5, с.46-50.

13. Иващенко И.Н. О проекте Федерального закона «Об обязательном страховании гражданской ответственности за причинение вреда при аварии гидротехнических сооружений». //БЭС, 1999, вып.5, с.51-55; ГТС, 2000, №2, с.17-19. (Примечание: в журнале «ГТС» фамилия Д.А. Иващенко как автора публикации указана ошибочно.)

14. Лапин Г.Г. О реализации Федерального закона «О безопасности гидротехнических сооружений». //БЭС, вып.5, с.58-62.

15. Решение №17/3 совместного заседания НТС РАО «ЕЭС России», Координационного совета по отраслевой программе «Безопасность энергетических сооружений», секции «Единая энергетическая система» Научного совета РАН по проблемам надежности и безопасности больших систем энергетики на тему: О ходе реализации и научно-техническом обеспечении Федерального закона «О безопасности гидротехнических сооружений». //БЭС, 1999, вып.5, с.78-86; ГТС, 2000, №2, с.20-23.

16. Радкевич Д.Б. О реализации Федерального закона «О безопасности гидротехнических сооружений». //Библиотечка гидротехника. Безопасность гидротехнических сооружений. Энергопрогресс, вып.1, 2000, 56 с. Приложение к журналу «Гидротехническое строительство».

17. Исследования выстроенных гидросооружений [о приказе Главэнерго от 31 мая 1934 г. №167, который обязывает «при возведении гидротехнических сооружений предусматривать их исследования по заранее разработанной методике и при помощи, заранее изготовленной и установленной в процессе постройки контрольно-измерительной аппаратуры»]. /ГТС, 1934, №7, с.46-47.

18. Дорохов М.М. Об оснащении гидросооружений закладной контрольно-измерительной аппаратурой [в соответствии с приказом Главэнерго от 31 мая 1934 г. №167]. //ГТС, 1966, №9, с.53-54.

## СОДЕРЖАНИЕ

<i>Бритвин О.В.</i> Гидроэнергетика в период подъема экономики России .....	3
<i>Иващенко И.Н., Малаханов В.В., Толстиков В.В.</i> Информационно-диагностическая программа «Гидробезопасность» .....	11
<i>Каганов Г.М., Турбина К.Е.</i> Концептуальные основы законодательных и нормативных предложений, связанных с возможностью и условиями введения государственной программы страхования от наводнений природного и техногенного происхождения .....	21
<i>Каякин В.В., Мулина А.В. Дмитриева И.Л.</i> Нормативно-правовая база гидроэнергетического строительства как средство обеспечения безопасности и предотвращения социальных конфликтов .....	29
<i>Васильев Ю.С., Елистратов В.В., Масликов В.И.</i> О повышении «экологической чистоты» ГЭС .....	37
<i>Торопов Л.Н.</i> О деятельности Международной комиссии по большим плотинам .....	45
<i>Ляпичев Ю.П.</i> Надежность современных каменнонасыпных плотин с железобетонными экранами в высокосейсмичных районах .....	52
<i>Малаханов В.В.</i> Предложения о нормативном документе по эксплуатации гидротехнических сооружений .....	65
<i>Бердичевский Г.Ю., Щербина В.И., Галямина М.С.</i> Методика оценки состояния гидротехнических сооружений ГЭС в информационно-диагностической системе БИНГ-2 и настройка блока формирования диагностических сообщений .....	75
<i>Рубин О.Д., Черняк Т.В.</i> Особенности расчета массивных сборно-монолитных железобетонных конструкций сооружений с учетом напряжений строительного периода .....	84
<i>Лисичкин С.Е.</i> Повышение надежности массивных железобетонных конструкций энергосооружений, ослабленных строительными швами, на основе совершенствования методов их расчета .....	102
<i>Блинов И.Ф., Гальперина Л.П.</i> Исследования влияния сработки верхнего бассейна на напряженно-деформированное состояние сооружений Загорской ГАЭС .....	115
<i>Семенов И.В., Хачатурьян Н.С., Горбов В.А.</i> Методика оценки перемещений скального массива, окружающего подземную выработку, на моделях из эквивалентных материалов .....	122
<i>Бердичевский Г.Ю., Деткова М.И., Олимпиев Д.Н., Щербина В.И., Поляк Л.Е., Халюзов В.С.</i> Компьютерная система диагностического контроля состояния строительных конструкций тепловых электростанций .....	127
<i>Затворницкая Т.А., Рубин О.Д., Ильин Ю.А., Талденкова Е.Н., Кузьмин В.Н., Букреев Н.А.</i> Опыт применения негорючей теплоизоляции Консил на кровле машзала Курской АЭС .....	132
<i>Седых Ю.Р.</i> Утилизация золошлаковых отходов тепловых электростанций для производства строительных материалов .....	135

<i>Затворницкая Т.А., Маслюков А.М., Подчерцев О.В., Еремина В.Н., Софонов В.С.</i> Опыт подводных работ по восстановлению разрушенного крепления откоса и днища на ПК8 отводящего канала Пермской ГРЭС .....	141
<i>Пухов И.Е.</i> Физико-механические свойства многолетнего бетона .....	148
<i>Коган Е.А.</i> Плотины из укатанного бетона. Анализ зарубежных данных о трещинообразовании и рекомендации по обеспечению термической трещиностойкости .....	157
<i>Ляпичев Ю.П.</i> Оценка достоверности математических моделей грунтов для численных расчетов поведения грунтовых плотин .....	184
<i>Школьников С.Я., Юзбеков Н.С.</i> О поведении прорывной волны на суходоле вблизи места излива .....	191
<i>Зиновьев Р.К., Коновалов И.К.</i> Трехпараметрический зонд для контроля прочностных свойств мягких грунтов, образующих тело плотин гидротехнических сооружений .....	201
<i>Микоц Л.М., Макаревич Т.Ф., Дмитриева И.Л.</i> Проблемы биообращения в теплых морских водах .....	211
<i>Иванов А.В.</i> Обеспечение безопасности объектов защиты молоди рыб от попадания в водозаборы .....	219
<i>Самарин В.Г.</i> Об изданиях Международной комиссии по большим плотинам (справочно-библиографическая информация) .....	228

**Безопасность энергетических сооружений.  
Сборник**

Научные редакторы: Семенов И.В.,  
Историк Б.Л., Ляпин О.Б.  
Технический редактор Т.А. Григорьева  
Компьютерная верстка А.Г. Мелихова

Подписано в печать 25.06 2000  
Формат 60х90/16. Гарнитура Таймс  
Бумага офс. №1. Печать офсетная.  
Объем 17 п.л. Тираж 1000 экз.

ИПЦ «Глобус», г. Москва, Тверская застава, 3.

**ОБЕСПЕЧЕНИЕ БЕЗОПАСНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ  
ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ.  
РАЗРАБОТКА ДЕКЛАРАЦИЙ БЕЗОПАСНОСТИ**

**АО НИИЭС - головная организация по реализации отраслевой программы «Безопасность энергетических сооружений» (утверждена приказом Минтопэнерго от 10.10.1998г. №316) и развитию систем технического диагностирования энергетических объектов.**

**Мы можем выполнить для Вас:**

\*Обследование состояния эксплуатируемых сооружений, разработку деклараций их безопасности, подготовку к лицензированию деятельности по их эксплуатации.

\*Предстраховую экспертизу, подготовку необходимых исходных данных для страхования риска гражданской ответственности за вред, причиненный при авариях гидротехнических сооружений.

\*Разработку критериев и контроль безопасности гидротехнических сооружений (ГТС) на основе результатов их инструментального обследования и экспертных оценок.

\*Разработку проектов размещения контрольно-измерительной аппаратуры (КИА) в ГТС, малосерийное изготовление комплектов КИА (аппаратных и программных средств - датчиков и вторичной измерительной аппаратуры) и её шефмонтаж на строящихся и эксплуатируемых объектах, сервисное обслуживание.

\*Прогноз состояния ГТС и последствий воздействия на них природных факторов, различных статических и динамических нагрузок, аварий и стихийных бедствий.

\*Установку на ГЭС и ТЭС компьютерных информационно-диагностических систем для накопления и анализа данных, выработки диагноза о состоянии и уровне безопасности сооружений, прогноза ожидаемых последствий (затрат) и рекомендаций для персонала по управлению (приятию мер).

**ОАО «Научно-исследовательский институт энергетических сооружений»  
(АО НИИЭС)**

123362, Москва, Строительный проезд, д. 7а

Тел. (095) 493-5132, 492-6735, 497-2151.

Факс (095) 493-6429.

E-mail: niies@online.ru