

Научно-технический и производственный сборник

# БЭС

Безопасность  
энергетических  
сооружений

Научно-исследовательский институт

**НИИЭС**

энергетических сооружений

Вып. 12  
2003

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

---

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

# **БЕЗОПАСНОСТЬ ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ**

**НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ И ПРОИЗВОДСТВЕННЫЙ  
СБОРНИК**

**Выпуск 12**

**Москва  
2003**

УДК 621.311

Председатель редакционного совета: к.т.н. С.О. Бритвин  
Научные редакторы: к.т.н. И.В. Семенов, к.т.н. О.Б. Ляпин

**Безопасность энергетических сооружений.** // Научно-технический и производственный сборник. Вып. 12. ОАО «НИИЭС». М.: 2003. 464 с. (цв. вкл. — 8 с.)

Настоящий сборник продолжает информировать специалистов о современном уровне решения проблем безопасности гидросооружений, водохранилищ и рек по следующим направлениям:

- мониторинг и безопасность сооружений;
- гидрологическая безопасность водохранилищ и рек;
- сейсмическая безопасность;
- экологическая безопасность;
- строительные конструкции, материалы, технологии.

Следует обратить внимание на такие проблемные статьи сборника, как построение и анализ регрессивной прогнозной модели осадок ГТС на нескальных основаниях, оценке состояния и надежности плотин из грунтовых материалов. Весьма существенной является и предлагаемая методика оценки ресурса железобетонных конструкций.

Один из важнейших разделов настоящего сборника посвящен строительным конструкциям, материалам и реализованным технологиям, в частности следует обратить внимание на технологические процессы, новые технологии, восстановление несущей способности элементов и конструкций.

Достаточно полно представлены вопросы гидрологической безопасности энергетических сооружений, где предложены методики расчетов течений в бьефах ГТС, а также компьютерное моделирование различных ситуаций на конкретных объектах.

Сейсмическая безопасность гидроузлов представлена рядом статей, в которых рассматриваются численные исследования сейсмостойкости бетонных плотин. Описывается физико-механическая модель реальных землетрясений.

Экологическая безопасность гидроузлов и гидросооружений освещается в статьях по оценке влияния ГТС на природную среду, решению проблем улучшения экологического состояния прудов и малых водоемов.

ОАО «НИИЭС», 125362, Москва, а/я 393, Строительный проезд, д. 7а  
Телефон: 493 51 32, 497-21-51 Факс: (095) 363 56 51  
E-mail: [pressnto@mtu-net.ru](mailto:pressnto@mtu-net.ru)

ISBN 5-902144-04-3

© ОАО «Научно-исследовательский институт энергетических сооружений», 2003

## **I. МОНИТОРИНГ И БЕЗОПАСНОСТЬ СООРУЖЕНИЙ**

### **ПОСТРОЕНИЕ И АНАЛИЗ РЕГРЕССИОННОЙ ПРОГНОЗНОЙ МОДЕЛИ ОСАДОК ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ**

*Лобач А. А., кандидат техн. наук (ОАО «НИИЭС»)*

Надзор за безопасным состоянием гидротехнических сооружений немаловажен без наблюдения за их осадками. Этот показатель, как правило, включается в состав диагностических показателей, т. е. показателей, наиболее значимых для диагностики и оценки состояния сооружений [1]. Определение критериальных значений показателей осадки сооружений на нескальных основаниях в большинстве случаев осуществляется с помощью прогнозных регрессионных моделей, устанавливающих форму корреляционной связи измеренной осадки со временем.

Результаты наблюдения за осадками сооружений подвергаются регрессионному анализу, как правило, начиная с момента загрузки сооружений эксплуатационными относительно постоянными нагрузками, когда происходит обводнение грунта основания сооружения. Процесс деформирования сооружения и его основания под этими нагрузками нужно рассматривать с точки зрения теоретических основ механики грунтов. Очевидно, что составляющими этого процесса являются консолидация и ползучесть грунтовых масс.

Анализ кривых консолидации по Терцаги, приведенных в [2] показывает, что они с высокой теснотой связи описываются экспоненциальной зависимостью (рис. 1).

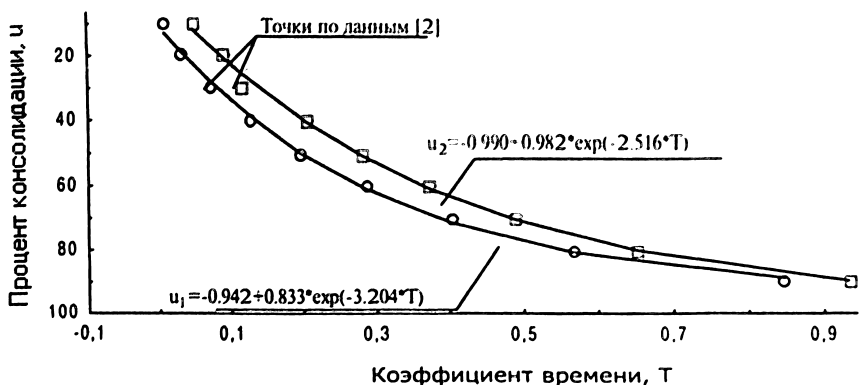


Рис. 1. Аппроксимация кривых консолидации (по Терзаги).

В соответствии с положениями теории ползучести, которая посвящена изучению непрерывных деформаций тел во времени при постоянстве внешних усилий [2], в очертаниях кривых ползучести в зависимости от состояния грунта различают три характерных стадии деформирования (рис. 2):

затухающая ползучесть с убывающей интенсивностью (I);

установившаяся ползучесть или пластично-вязкое течение с постоянной интенсивностью (II);

прогрессирующее течение с возрастающей интенсивностью (III).

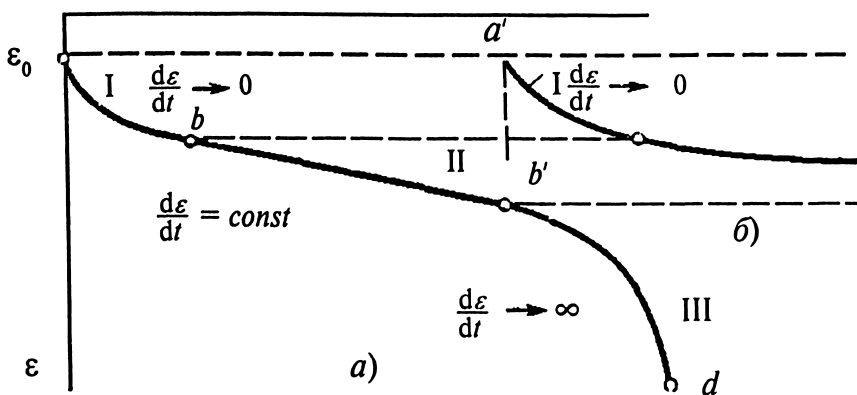


Рис. 2. Кривые незатухающей (а) и затухающей (б) ползучести [3]

Для прогноза деформации затухающей ползучести горных пород успешно применяется известная линейная (относительно напряжений) теория наследственной ползучести. В соответствии с этой теорией при однократном нагружении деформации затухаю-

шей ползучести  $\varepsilon(t)$  в момент времени  $t$  определяются по формуле

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E} + K(t - t_0)\sigma(t_0)\Delta(t_0), \quad (1)$$

которая имеет две составляющие, характеризующие мгновенную деформацию  $\sigma(t)$  при модуле деформаций  $E$  и деформацию, накапливающуюся во времени и пропорциональную напряжениям начального нагружения  $\sigma(t_0)$ , промежутку времени  $\Delta(t_0)$  и некоторой функции  $K(t - t_0)$ , называемой ядром ползучести. Затухающая ползучесть глинистых грунтов хорошо описывается экспоненциальным ядром ползучести

$$K(t - t_0) = \delta \exp(-\delta'(t - t_0)), \quad (2)$$

где  $\delta$  и  $\delta'$  — параметры ползучести, определяемые опытным путем [4].

Таким образом, если рассматривать осадки сооружений на глинистых грунтах как результат первой стадии деформирования ползучести, они должны обладать высокой теснотой связи с экспоненциальной зависимостью от времени. Наличие в составе регрессионной модели линейной составляющей позволяет говорить о возможности перехода грунтовых масс во вторую стадию деформирования.

Регрессионному анализу подвергались результаты измерения осадки водоприемника Загорской ГАЭС, полученные за периоды наблюдений, которые последовательно увеличивались на один год, начиная с периода 1987 — 1991 гг.

В качестве базовой использовалась форма регрессионной зависимости, имеющая две временных составляющих — экспоненциальную и линейную:

$$Y = b_0 + b_1 * \exp(a * t) + b_2 * t, \quad (3)$$

где  $b_0$ ,  $b_1$ ,  $b_2$  — коэффициенты регрессии;  $t$  — время, годы с 01.01.1987.

В процессе регрессионного анализа, кроме коэффициентов регрессии ( $b_i$ ), вычислялись также такие параметры, как:

- погрешности определения коэффициентов регрессии ( $\delta$ );
- нормированные коэффициенты регрессии ( $\beta$ ), характеризующие сравнительный вклад составляющих регрессии в результатную величину;
- коэффициент множественной корреляции ( $R$ );
- критерий Фишера ( $F$ ), равный отношению дисперсий данных наблюдений и остатка (разницы между измеренными и вычисленными с помощью регрессионной зависимости значениями);
- стандартное отклонение остатка ( $\sigma$ ) и др.

### Безопасность энергетических сооружений

Значения коэффициента  $\alpha$  определялись подбором, критерием которого служило максимальное значение критерия Фишера ( $F$ ) для результирующей регрессии. Критерием значимости, т. е. критерием включения составляющей в регрессию, являлось превышение значением соответствующего коэффициента регрессии ( $b_1, b_2$ ) более чем в два раза значения погрешности их определения ( $\delta_1, \delta_2$ ). Результаты регрессионного анализа приведены в таблице и на рис. 3.

Высокие значения коэффициента множественной корреляции  $R$  и значения критерия Фишера ( $F$ ), более чем на два порядка превышающие табличные значения  $F$ -распределения [5], свидетельствуют о близкой к функциональной связи измеренных осадок и осадок, вычисленных по подобранным уравнениям регрессии.

Таблица  
*Параметры регрессионного анализа осадки водоприемника Загорской ГЭС*

№	Конечный год периода основания прогноза		Объем выборки (кол-во изм-ний)	Коэффициент $\alpha$	Коэффициент $\beta_2$	Коэффициент $\beta_1$	Коэффициент $b_2$ , мм/год	Критерий Фишера $F$	Станд. отклон. $\sigma$ , мм	Коэфф. множ. коррел. $R$	Ошибка прогноза на 15.05.2002, мм	Ошибка прогноза на 15.05.2002, доли $\sigma$
	1	2										
1	1992,0	28	-0,620	0	0,991	0	705	5,23	0,991	-66,710	-12,755	
2	1993,0	31	-0,700	-0,17	0,836	-3,899	759	5,56	0,991	-28,704	-5,163	
3	1994,0	32	-0,795	-0,30	0,725	-6,497	764	5,74	0,991	-4,057	-0,707	
4	1995,0	33	-0,830	-0,36	0,679	-7,248	843	5,67	0,991	3,094	0,546	
5	1996,0	35	-0,850	-0,43	0,630	-7,637	1002	5,60	0,992	6,800	1,214	
6	1997,0	37	-0,895	-0,51	0,563	-8,358	1206	5,56	0,993	13,500	2,428	
7	1998,0	39	-0,900	-0,55	0,529	-8,430	1472	5,41	0,994	14,165	2,618	
8	1999,0	41	-0,865	-0,57	0,519	-8,010	1635	5,46	0,994	10,525	1,928	
9	2000,0	43	-0,840	-0,58	0,511	-7,632	1794	5,51	0,994	7,461	1,354	
10	2002,4	46	-0,790	-0,59	0,499	-7,178	2057	5,56	0,995	3,961	0,712	

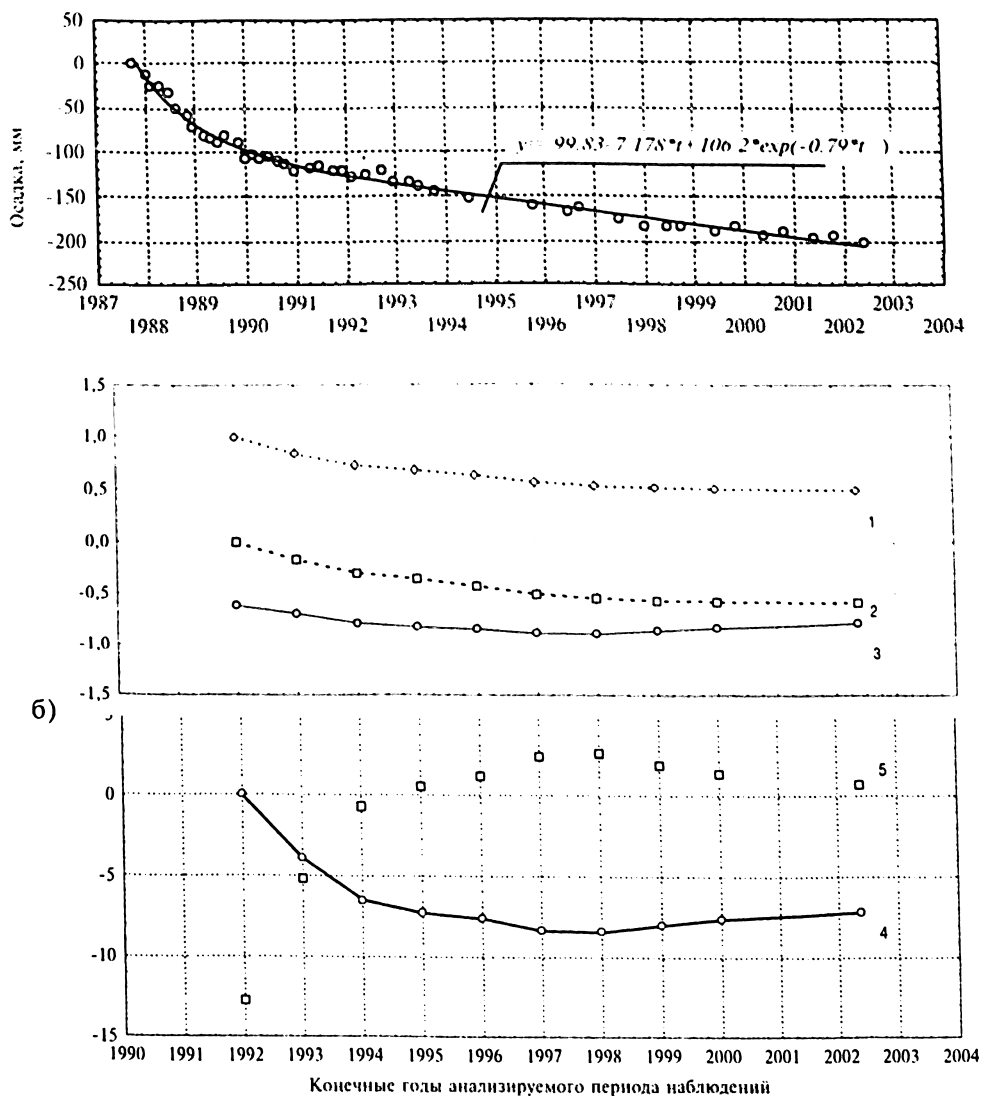


Рис. 3. Результаты регрессионного анализа осадки водоприемника Загорской ГАЭС зависимостью  $y = b_0 + b_1 * \exp(\alpha * t) + b_2 * t$ , где  $t$  – время, годы с 01.01.87

- а) аппроксимация осадок за весь период наблюдений,
- б) параметры регрессионных зависимостей для разных периодов основания прогноза: 1 – вклад экспоненциальной составляющей ( $\beta_1$ ); 2 – вклад линейной составляющей ( $\beta_2$ ); 3 – коэффициент  $\alpha$ ; 4 – коэффициент  $b_2$ ; 5 – ошибка прогноза на 15.05.2002 в долях стандартного отклонения  $\sigma$ .



Данные первых двух периодов (1987 – 1991 и 1987 – 1992 гг.) аппроксимируются одной экспоненциальной зависимостью, т. е. линейная составляющая в этих зависимостях не значима. Начиная с периода, заканчивающегося в 1993 г., значимой становится линейная составляющая, вклад которой в регрессию из года в год становится весомее и к концу рассматриваемого периода достигает  $\beta_2 = -0,59$ , превалируя над экспоненциальной составляющей  $\beta_1 = 0,499$  (см. 1.2 рис. 3). При этом рост абсолютной величины коэффициентов  $a$  до 0,9 и  $b_2$  до 8,4 (интенсивности роста линейной составляющей осадки, мм/год) сменился в 1998 г. некоторым их снижением соответственно до 0,79 и 7,2 в мае 2002 г. (графы 4 и 7 табл. 1).

Результаты регрессионного анализа показывают, что пятилетний период основания прогноза (наблюдения за 1987 – 1993 гг.) оказался недостаточным для долгосрочного прогнозирования на 15.05.2002, поскольку погрешность прогноза составила  $5\sigma$ . Большая погрешность прогноза на 15.05.2002 отмечена для моделей с периодами 1987 – 1997 и 1987 – 1998 гг. (5 рис. 3 и графу 12 табл. 1).

### **Выводы**

Экспоненциальная составляющая прогнозной регрессионной модели осадок гидросооружений на не скальных грунтах отражает деформирование грунта основания, связанное с процессом консолидации и первой стадии затухающей ползучести. Появление линейной составляющей в указанной модели отражает возможность перехода деформирования грунта основания во вторую стадию ползучести.

При использовании осадок в качестве диагностических показателей состояния гидросооружений в процедуре диагностирования работы сооружения следует предусматривать регулярную проверку регрессионной зависимости осадок на наличие линейной составляющей относительно времени.

### **ЛИТЕРАТУРА**

1. **Методика** определения критериев безопасности гидротехнических сооружений. РД 153-34.2-21.342-00 /Департамент научно-технической политики и развития РАО «ЕЭС России». М., 2000
2. **Тэйлор Дональд**. Основы механики грунтов. М.: Госстройиздат, 1960
3. **Цытович Н.А.** Механика грунтов (краткий курс): Учебник для вузов. 3-е изд., доп. М.: Высшая школа, 1979
4. **Цытович Н.А., Тер-Мартirosян З.Г.** Основы прикладной геомеханики в строительстве: Учеб. пособие. М.: Высш. школа, 1981
5. **Митропольский А.К.** Техника статистических вычислений. М.: Наука. 1971

## **ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ МЕТОДИКИ ОЦЕНКИ РЕСУРСА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ**

*Николаев В.Б., доктор техн. наук (ОАО «НИИЭС»),  
Гун С.Я., кандидат техн. наук (ООО ИСБ «Надежность»),  
Тер-Саакян А.С., инженер (ГосНИИ АС)*

Остаточный ресурс строительных конструкций сооружений определяется ресурсом их отдельных элементов, влияющих на радиационную и ядерную безопасность.

Для АЭС с реакторами РБМК такими элементами, определяющими безопасную эксплуатацию аппаратного отделения, являются локализирующие системы безопасности (ЛСБ), состоящие из «горячих» боксов, а также плотнопрочные боксы. К таким конструкциям относятся подаппаратное помещение, бассейн-барбатёр, бокс нижних водяных коммуникаций, помещение сепараторов, стены и шатер центрального зала (ЦЗ).

В основе определения остаточного ресурса положены системы контроля и диагностирования, создаваемые на основе приборов для натуральных наблюдений (п.1.5 ПИНАЭ — 5.6) и расчетной модели.

При этом расчетная модель должна максимально отражать реальное состояние сооружения, полученное на основе последнего визуального и инструментального обследования (физико-механических характеристик, наличия магистральных трещин, напряженного состояния арматуры и бетона). Расчетная модель должна базироваться на использовании численных методов с учетом образования трещин, а в необходимых случаях и нелинейных связей между напряжениями и деформациями.

### ***Формулировка параметров (критериев) предельного состояния***

В рамках действующего СНиП 2.03.01-84 и нового СНиП 52-01-03 критерии должны удовлетворять требованиям расчета по несущей способности (предельные состояния первой группы), допустимым перемещениям и раскрытию трещин (предельные состояния второй группы).

Основными требованиями, определяющими возможность нормальной эксплуатации строительных конструкций АЭС, являются: достижение расчетных сопротивлений в арматуре (СНиП 2.03.01-84, СНиП 52-01-03) или бетоне (СНиП 2.03.01-84) или однозначное требование: площадь расчетной продольной и поперечной арматуры должна быть больше или равна площади установленной арматуры;

ширина раскрытия трещин, являющаяся одним из основных факторов, влияющих на коррозионную стойкость арматуры, должна быть меньше допустимой (СНиП 2.03.01-84, СНиП 52-01-03):

отсутствие чрезмерных прогибов и горизонтальных перемещений, приводящих к невозможности нормальной эксплуатации кранового оборудования (по «Правилам устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов», утвержденным ГОСГОРТЕХНАДЗОР, разность отметок головки рельсов не должна превышать 40 мм, а сужение или уширение колеи рельсового пути в плане 15 мм);

в соответствии с п. 1.40 СНиП 2.03.03-84 при расчете плоских и плитных конструкций МКЭ допускается разрушение отдельных конечных элементов; при этом ресурс сооружения не будет исчерпан, если процесс стабилизируется и усилия перераспределяются на соседние конечные элементы. Рекомендуются использовать методы расчета, учитывающие образование пластических деформаций в арматуре и бетоне. При расчёте балочных конструкций возможно использование деформационной модели железобетона, принимая для бетона и арматуры расчётную диаграмму деформирования по СНиП 52-01-03, приведённую на рис. 1.

При сложном напряжённом состоянии прочность бетона рекомендуется определять с использованием феноменологической теории прочности материалов — критерия Яшина [1], разработанного лабораторией теории железобетона НИИЖБ Госстроя СССР и одобренного секцией НТС НИИЖБ или критерия Карпенко [2]. Допускается применение, если окажется необходимым, деформационной модели Гениева-Лейтеса [3].

### *Процедура определения ресурса*

Средний срок службы конструкции [4, 5] определяется совместным решением уравнений прочности или расчетного армирования (определяется в результате итерационного расчета с изменяющейся прочностью бетона во времени по заданному интервалу времени) и функции нагрузки или установленного армирования (рис.2).

Для практического применения зависимости, представленные на рис. 2, могут быть выражены в соотношении количества арматуры ( $\text{см}^2$ ), поставленной в конструкциях по проекту с учетом интенсивности коррозии арматуры, выявленной по результатам обследования, и к количеству арматуры, требуемой по прочностным расчетам, выполняемым по результатам обследования (рис. 3).

Длительная прочность бетона определяется по методике, представленной в соответствующем разделе настоящей статьи.

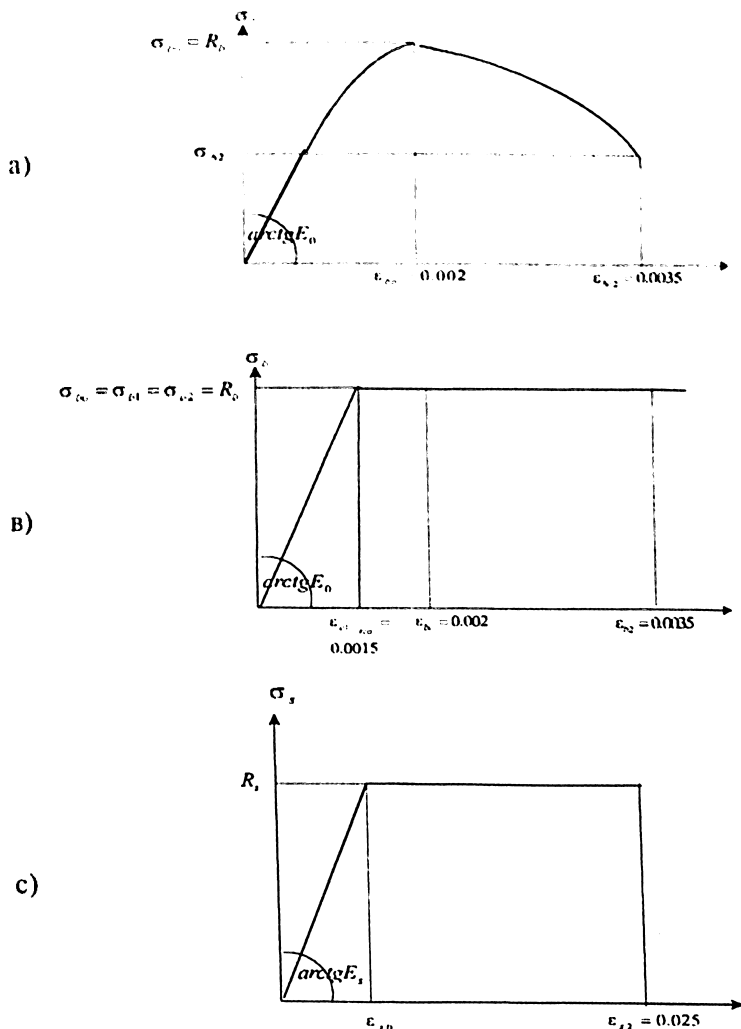


Рис. 1. Диаграммы состояния бетона и арматуры (а, в — для бетона; с-арматуры).

На первом этапе процедуры определяют требуемую арматуру (точка 2, рис 3) на нормальные условия эксплуатации (НУЭ) в момент обследования. Количество арматуры определяется по результатам прочностных расчетов и подтверждается прямыми измерениями напряженного состояния в натурном сооружении. При необходимости производят корректировку расчетной схемы (модели) для обеспечения совпадения вычисленных и натуральных данных.

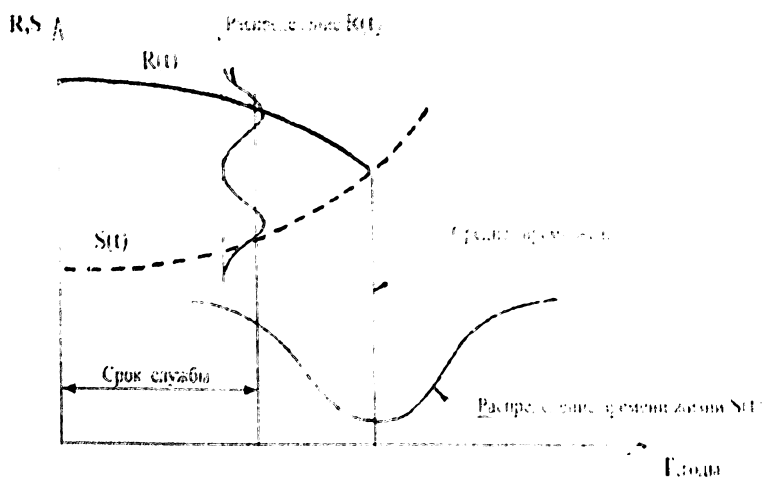


Рис. 2. Изменение во времени функции  $R(t)$ , характеризующей способность конструкции сопротивляться нагрузке, и нагрузочной функции  $S(t)$ .

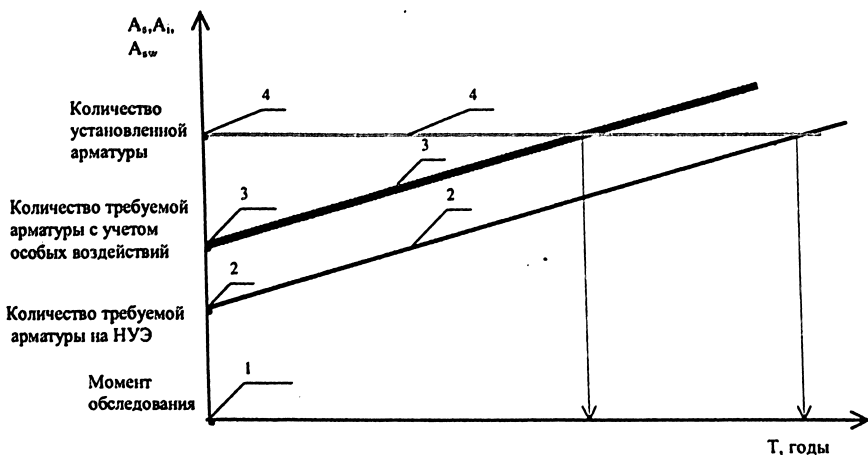


Рис. 3.

На втором этапе производят расчеты с заданным интервалом времени с учетом понижения прочности бетона во времени с возможным ростом температурного воздействия. Расчет проводят на НУЭ и с учетом особых воздействий (графики 2,3).

Определенный ресурс может быть скорректирован с учетом вероятности риска, принятого для АЭС, и с учетом неоднородности бетона, определенной в результате обследования конструкций, по методике, изложенной в разделе «Оценка остаточного ресурса с учетом вероятности риска» (см. ниже).

Для сооружений, выполненных из железобетона, со сроком службы более тридцати лет при высоких температурных знакопеременных нагрузках значительно снижается возможность перераспределения напряжений в бетоне за счет пластических деформаций, резко возрастает вероятность хрупкого разрушения и образования системы магистральных трещин, существенно меняющих статическую работу сооружения. В связи с этим рекомендуется усилить мониторинг за состоянием строительных конструкций, сократить периодичность обследований до трех лет и при выявлении существенных изменений в системе трещинообразования, ширине раскрытия трещин, увеличении скорости деформаций — проведение расчетных исследований по уточнению ресурса сооружения.

***Определение НДС и прочности сечений  
строительных конструкций блоков АЭС***

Для обоснования продолжения нормальной работы строительных конструкций этих сооружений и составления прогнозов о сроках выхода их из строя необходимо провести исследования, основанные на анализе имеющихся натурных данных и специальных расчетов. Расчеты проводятся с учетом изменения прочностных и деформационных свойств бетона, связанных со старением бетона при действии высоких температур, и нелинейных связей между напряжениями и деформациями. К опасным эффектам износа для блоков типа РБМК относится также разрушение слоя бетона со стороны внутренних поверхностей горячих помещений на глубину более 200 мм, в связи с чем уменьшается рабочее сечение конструкций.

***Определение НДС строительных конструкций блоков АЭС***

Расчетная схема, адекватно удовлетворяющая поведению реального сооружения, должна соответствовать ему по следующим параметрам: нагрузке, физико-механическим свойствам, граничным условиям.

Наиболее точный и полный расчет конструкций АЭС выполняется на основе уравнений механики сплошных сред с учетом образования трещин, нелинейных связей между напряжениями и деформациями, поэтапности возведения и загрузки. Существующие современные программные комплексы, реализующие метод конечных элементов, позволяют сделать это. На рис. 4 показана конечно-элементная аппроксимация расчетной области.

Программные комплексы располагают большим набором элементов, позволяющих смоделировать работу конструкций, выполненных из железобетона. В зависимости от стадии работы отдельных зон железобетонных конструкций используется различная разбивка их как по количеству, так и по типу элементов.

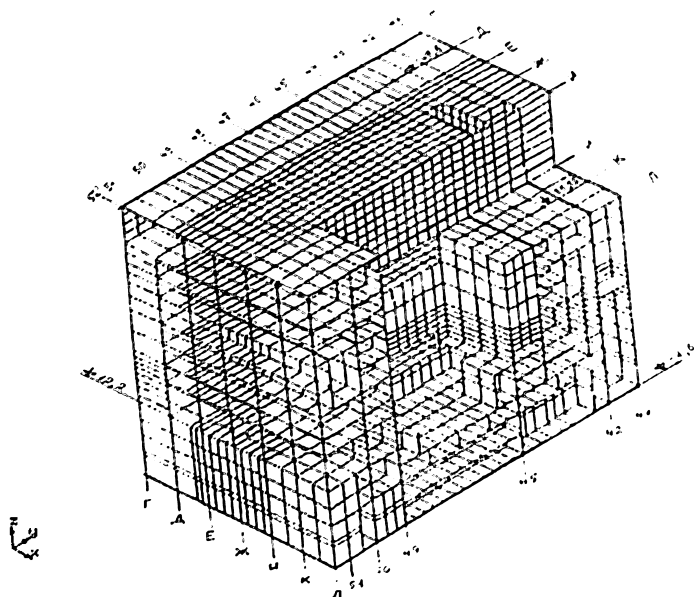


Рис. 4.

В зонах, где железобетонная конструкция находится в третьей стадии работы (образование магистральной трещины, раскрытие которой аккумулирует все деформации в этой зоне; соседние трещины, образовавшиеся на второй стадии, стабилизируются), аппроксимация производится по более густой сетке и с использованием более сложных элементов (рис. 5).

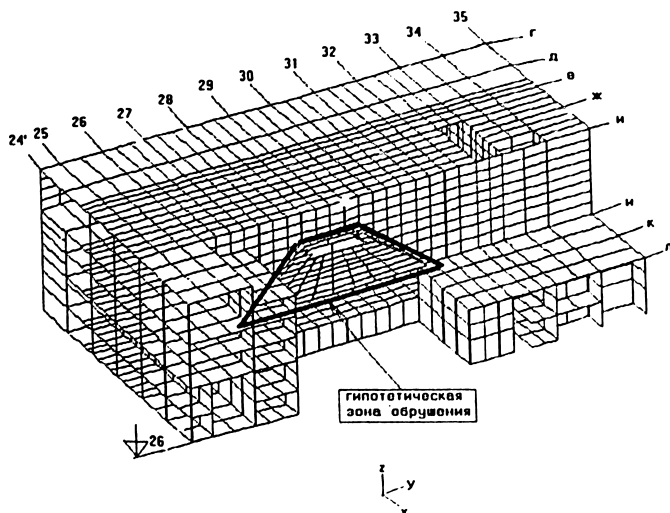


Рис. 5.

При этом для аппроксимации бетонной составляющей конструкции используются трехмерные элементы типа *solid*, а для аппроксимации продольной и поперечной арматуры — одномерные элементы типа *truss3d*. Для аппроксимации арматуры можно предложить менее точные, но более удобные и простые в использовании двумерные элементов типа *shell4l*, *shell4t*. При их использовании арматура представляется в виде тонкой пластинки.

При таком способе моделирования арматуры густота конечно-элементной сетки уже не определяется шагом установки арматуры, а более общими соображениями о достижении приемлемой точности решения задачи.

При этом способе расчета получают величины напряжений в арматуре и в сжатой зоне бетона. Однако количество степеней свободы (и соответственно разрешающих уравнений) становится чрезвычайно велико при повсеместном использовании выше указанной аппроксимации для любого реального сооружения.

Для аппроксимации большей части строительной конструкций блоков АЭС используются более простые элементы с линейным распределением перемещений по толщине сооружения (гипотеза плоских сечений). В расчете используются четырехугольные элементы типа *shell4t* и *shell4l*. Использование последних позволит учесть различие в деформационных свойствах материала конструкции по двум ортогональным направлениям (ортотропность).

В результате расчета определяются восемь усилий  $N_x$ ,  $N_y$ ,  $N_{xy}$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_{xy}$ ,  $Q_x$ ,  $Q_y$ , которые позволят с помощью дополнительных программных средств [6] оценить прочность железобетонных сечений. Достоинством этого способа расчета является сокращение до 20 раз количества неизвестных (по сравнению с предыдущим способом расчета), что позволяет широкое использование его для расчета сложных пространственных конструкций. Однако, используя эту методику, сложно учесть нелинейное поведение материала в его отдельных зонах.

Решение задачи по определению НДС состоит из следующих этапов:

выбор расчетной части блока, включающего основные строительные конструкции, от надежной работы которых зависит ресурс всего блока АЭС;

выбор расчетной части основания (в виде ограниченного полупространства): размеры и физико-механические характеристики его должны быть таковы, чтобы совпадали расчетные перемещения по контакту «сооружение — основание» с данными натурных наблюдений.



На тех же принципах основание возможно смоделировать в виде пучка упругих стержней в узлах по контакту «сооружение - основание»:

постановка граничных условий по внешним пределам расчетной части блока и примыкающего к нему основания. Граничные условия должны быть таковы, чтобы перемещения расчетной части блока и примыкающего к нему основания соответствовали натурным деформациям сооружения;

сбор нагрузок и составление их расчетных сочетаний;

разбивка расчетной части блока и примыкающего к нему основания конечными элементами. В зависимости от стадии работы отдельных зон железобетонных конструкций будет использоваться различная разбивка их как по количеству, так и по типу элементов;

расчетная модель должна максимально отражать реальное состояние сооружения, полученное на основе последнего визуального и инструментального обследования (физико-механические характеристики, наличие магистральных трещин);

задание физико-механических свойств в зависимости от стадии работы отдельных зон. Там, где железобетон работает на второй стадии (образование системы нормальных трещин) и где будут использоваться плоские (одномерные по толщине) элементы модуль упругости задается согласно действующего СНиПа 2.03.01-84. В соответствующие формулы СНиП необходимо ввести коррективы для

коэффициента полноты эпюры  $\psi_s$  ( $\psi_s = \frac{L_{\text{срс}} \psi_s + c}{L_{\text{срс}} + c}$  — для блочного

поярусного возведения;  $c = 3,3d/(0,86\mu)$ , где  $L_{\text{срс}}$  — расстояние между трещинами,  $\mu$  — процент армирования;  $d$  — диаметр арматуры в мм).

Для строительных конструкций с применением армопанелей в те же формулы СНиП вводится понижающий коэффициент 0,5. Эквивалентная прочность бетона сборно-монолитной конструкции с применением ребристых армопанелей при  $x < h_p$  допускается определять из выражения:

$$R_b = \frac{(l - b) R_{b3} + b R_{ban}}{l}, \quad (1)$$

где  $x$  — высота сжатой зоны сечения;  $l$  — шаг ребер армопанелей;  $b$  — ширина ребра армопанелей;  $h_p$  — высота ребра армопанелей;  $R_{b3}$ ;  $R_{ban}$  — прочность бетона заполнения армопанельного пространства и бетона армопанелей.

При  $x > h_p$ :

$$R_b = \frac{(l x - b h_p) R_{b3} + b h_p R_{ban}}{l x}. \quad (2)$$

Высоту сжатой зоны  $x$  допускается определять из выражения:

$$x = h_0 \left( \sqrt{(\nu\mu)^2 + 2\nu - \nu\mu} - \nu\mu \right) \quad (3)$$

где  $\nu = E_s/E_c$ ;  $\mu$  – коэффициент армирования.

В зонах, где железобетонная конструкция находится в третьей стадии работы, физико-механические свойства задаются отдельно для элементов, моделирующих бетон и арматуру.

Процесс расчета продолжается до того момента, пока не наступит стабилизация в определении механических свойств (для элементов, работающих по третьей стадии) или прекратится выход элементов из работы (для элементов, работающих по второй стадии). Если процесс не стабилизируется, это будет означать разрушение конструкции при заданном уровне нагрузок.

**Основные положения по расчету армирования и прочности сечений стен, плит перекрытий и оболочек, выполненных из железобетона**

Методика расчета железобетонных плит, стен и оболочек базируется на основных положениях теории железобетона, некоторых зависимостях теории Карпенко Н.И. и методе вторичных полей напряжений [7].

Предполагается, что в произвольной двумерной конструкции плоскость с магистральной трещиной в расчетном конечном элементе на поверхности ориентирована под углом, определяемым направлением площадки главного растягивающего напряжения (рис. 6).

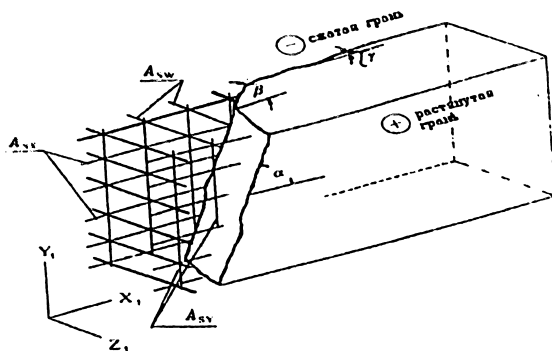


Рис. 6.

Рассматривается пространственное сечение элемента, аппроксимированное тремя последовательно образующимися плоскостями, соответствующими трём фазам образования магистральной трещины: первоначальному появлению на растянутой грани элемента трещины, при котором образуется первая плоскость пространственного сече-

ния, проходящая по площадке главных растягивающих напряжений (либо по блочному шву) от комбинации усилий  $N_x, N_y, N_{xy}, M_x, M_y, M_{xy}$ , которая расположена перпендикулярно к срединной плоскости элемента и наклонена под углом  $\alpha$  к продольной оси элемента;

вторичному участку трещины или участку предразрушения, при котором образуется вторая плоскость пространственного сечения, расположенная под углом  $\beta$  к срединной плоскости элемента с учетом действия поперечных сил. Участок предразрушения может отсутствовать при  $b_y < R_{bt}$ .

участку трещины, выходящей на сжатую грань элемента в момент его разрушения, при котором образуется третья плоскость пространственного сечения, расположенная под углом  $\gamma$  к срединной плоскости элемента.

Возникающее при этом новое поле напряжений принимается предельным и рассчитывается на основе зависимостей, полученных из рассмотрения равновесия усилий во фрагменте с двумя соседними трещинами.

### **Длительная прочность бетона**

*(Раздел составлен под руководством и при участии Каравая А. В.,  
ОАО «ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева»)*

Длительная прочность бетона определяется по формуле:

$$R(t) = R_0 \cdot (1 + \alpha \lg t) - k_R (t - t_0) \quad (4)$$

где:  $R_0$  — прочность бетона в момент времени  $t_0$ ;  $\alpha$  — коэффициент, характеризующий интенсивность прироста прочности бетона со временем и зависящий от состава бетонной смеси, условий хранения образцов и других факторов. Значения коэффициента  $\alpha$  при прочих равных условиях (вид, марка и расход цемента, В/Ц и др.), в первую очередь, зависят от температурно-влажностных условий, при которых находится бетон в период эксплуатации сооружения. Его значение может достигать: 0,4 при нахождении в воде или во влажной среде (например, во влажных опилках; 0,3 при нахождении в воздушно-сухой среде с влажностью не менее 70 — 80%; 0,2 при нахождении в воздушно-сухой среде с влажностью не менее 50 — 70%; 0,0 — 0,2 при нахождении в воздушно-сухой среде с повышенной температурой и влажностью менее 50%;  $k_R$  — коэффициент интенсивности снижения прочности бетона вследствие деструктивных процессов. Значения коэффициента  $k_R$  для каждого конкретного сооружения определяются на основании анализа результатов экспериментальных исследований, в том числе результатов его обследования и определения фактической его прочности в возрасте  $t$  путем испытания кернов или неразрушающими методами).

В случае, если при обследовании интенсивность снижения прочности не выявлена, значения  $k_R$  допускается принимать следующими:

$k_R = 4$  — при переменном замораживании и оттаивании и воздействии водной среды или воздействии температуры  $120 \div 200^\circ\text{C}$  (до 30 лет);

$k_R = 6,4$  — при воздействии температуры  $200 \div 300^\circ\text{C}$ ;

$k_R = 1,5$  — при воздействии температуры не превышающей  $200^\circ\text{C}$  при  $t > 30$  лет;

$k_R = 2,4$  — при воздействии температуры  $200 \div 300^\circ\text{C}$ .

При умеренных параметрах, определяющих изменение прочности со временем ( $\alpha \geq 0,2$ ;  $k_R \leq 1,0$  кг/см<sup>2</sup>/год), прочность бетона не снижается по сравнению с первоначальной марочной прочностью.

При действии в бетоне уровня напряжений, меньших расчетных сопротивлений, ресурс бетона существенно увеличивается и может быть приближенно спрогнозирован с использованием ли-

нейной зависимости  $k'_{R,\alpha} = k_R \cdot \frac{\sigma_b}{R_b}$ .

#### Оценка остаточного ресурса с учетом вероятности риска

Под оценкой срока службы (остаточного ресурса) понимается срок службы конструкции, в течение которого вероятность достижения параметром конструкции предельного состояния не превышает заданного уровня. За характеристику надежности принимается вероятность выхода значения параметра конструкции на предельную границу. В качестве параметра конструкции используется сопротивление бетона осевому сжатию  $R_b$ .

Сопротивление бетона  $R_b$  — является случайным процессом  $R_b(t)$  с математическим ожиданием  $m_R(t)$ , спрогнозированным по выше изложенной методике, и средним квадратическим отклонением  $\sigma_R(t) = m_R \cdot k_{\text{cor}}$  ( $k_{\text{cor}}$  — коэффициент ковариации).

Значение сопротивления бетона  $R_b$  в момент времени  $t$  — случайная величина, распределенная по нормальному закону распределения.

$$f(r,t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \sigma_R(t)} \cdot e^{-\frac{(r - m_R(t))^2}{2 \cdot \sigma_R^2(t)}} \quad (5)$$

Параметрами нормального закона распределения сопротивления  $R_b$  в момент  $t$  являются математическое ожидание  $m_R(t)$  и среднее квадратическое отклонение  $\sigma_R(t)$ .

Предельному состоянию соответствует сопротивление бетона, рассчитанное с учетом установленной арматуры железобетонной конструкции.

Тогда допустимой областью сопротивления будет область

$$R_b \in [R_b^{\text{lim}}, \infty). \quad (6)$$

Задача определения остаточного срока службы сводится к решению задачи определения периода времени  $t'_{\text{службы}}$ , в течение которого вероятность  $Q_{0t}$  выхода случайного процесса  $R_b(t)$  за предельную границу  $R_b^{\text{lim}}$  не превышает заданный уровень  $\gamma$ :

$$Q_{0t}(t'_{\text{службы}}) = P(R_b(t) < R_b^{\text{lim}}(t))_{t'_{\text{службы}}} \leq \gamma \quad (7)$$

На рис. 7 изображены график изменения математического ожидания случайного процесса сопротивления бетона  $m_R(t)$  и предельное значение сопротивления  $R_b^{\text{lim}}$ .

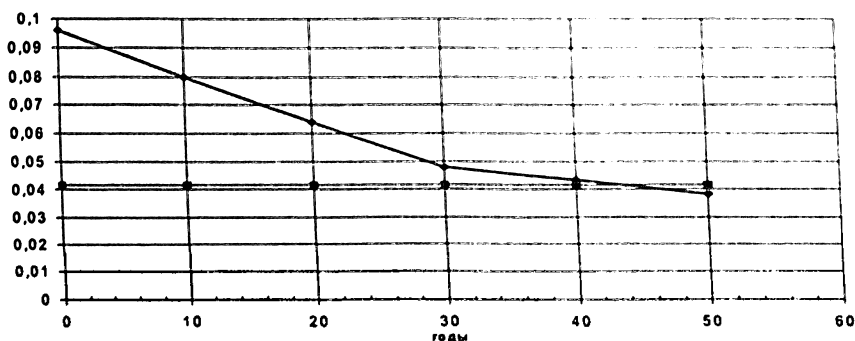


Рис. 7. График изменения математического ожидания случайного процесса

Под отказом системы понимается событие, заключающееся в том, что параметр рассматриваемого объекта находится за пределами допустимой области. Если параметр объекта вышел за пределы этой области, то работоспособность объекта нарушена.

Характеристикой надежности является вероятность того, что параметр объекта не выйдет за пределы допустимой области в какой-либо момент времени. Тогда мерой надежности элемента конструкции в момент времени  $t$  является вероятность того, что сопротивление бетона железобетонной конструкции  $R_b(t)$  в момент времени  $t$  будет находиться в области допустимых значений

$$p(t) = P\{R_b(t) \geq R_b^{\text{lim}}(t)\} = p(t) = \int_{R_b^{\text{lim}}}^{\infty} f(r, t) dr = \int_{R_b^{\text{lim}}}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \sigma_b(t)} \cdot e^{-\frac{(r - m_b(t))^2}{2\sigma_b^2(t)}} dr. \quad (8)$$

А вероятность отказа в момент времени  $t$  — есть вероятность выхода сопротивления из области допустимых значений:

$$\begin{aligned}
 q(t) &= P\{R_b(t) < R_b^{\text{lim}}(t)\} = 1 - p(t) = \int_{R_b^{\text{lim}}(t)}^{\infty} f(r, t) dr = \\
 &= \int_{-\infty}^{R_b^{\text{lim}}(t)} \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \sigma_R(t)} \cdot e^{-\frac{(r - m_R(t))^2}{2\sigma_R^2(t)}} dr = \Phi\left(\frac{R_b^{\text{lim}}(t) - m_R(t)}{\sigma_R(t)}\right), \quad (9)
 \end{aligned}$$

Ввиду длительности случайного процесса  $R_b(t)$  можно перейти к дискретному случайному процессу с дискретом времени  $\Delta t$ , равным интервалу корреляции (интервал корреляции случайного процесса — интервал между статистически независимыми сечениями процесса). Тогда вероятность того, что срок службы  $T$  принадлежит интервалу  $(k \cdot \Delta t, (k+1) \cdot \Delta t)$ , равна произведению вероятности отказа на  $k$ -ом интервале  $(k \cdot \Delta t, (k+1) \cdot \Delta t)$  и вероятности отсутствия отказа на предыдущих интервалах:

$$P\{T \in (k \cdot \Delta t, (k+1) \cdot \Delta t)\} = Q_{\Delta t}(k) = q(k \cdot \Delta t + \Delta t / 2) \cdot \prod_{m=0}^{k-1} (1 - q(m \cdot \Delta t + \Delta t / 2)) \quad (10)$$

$f_T(t) = \frac{P\{T \in (k \cdot \Delta t, (k+1) \cdot \Delta t)\}}{\Delta t} = \frac{Q_{\Delta t}(k)}{\Delta t}$  — функция плотности распределения срока службы.

Вероятность срока службы объекта  $T < t$  равна

$$\begin{aligned}
 Q_{0t}(t) &= Q_{0t}(k \cdot \Delta t) = P\{T < t = k \cdot \Delta t\} = P\{R(t) < R_b^{\text{lim}}(t)\}_t = \\
 &= \sum_{m=0}^{k-1} P\{T \in (m \cdot \Delta t, (m+1) \cdot \Delta t)\} = \sum_{m=0}^{k-1} Q_{\Delta t}(k) \quad (11)
 \end{aligned}$$

при функции распределения срока службы конструкции  $F(T) = \int_0^T f_T(t) dt$ .

На рис. 8 представлены графики изменения функций распределения срока службы, плотности распределения срока службы и вероятности отказа во времени.

Задавшись вероятностью достижения предельного состояния  $\gamma$  за период времени  $(0, t)$ , определяется срок службы объекта, т.е. решается задача определения  $t_{\text{службы}}^{\gamma}$  при условии

$$Q_{0t}(t_{\text{службы}}^{\gamma}) = P\{R_B(t) < R_B^{\text{lim}}(t)\}_{t_{\text{службы}}^{\gamma}} \leq \gamma.$$

Дискрет времени  $\Delta t$  выбирается исходя из равенства корреляционной функции случайного процесса  $R_b(t)$  и функции  $(K_{R_b}(t))$ , равных нулю. Корреляционная функция может быть вычислена по значениям несущей вниз способности  $R(t)$ . В случае отсутствия априорных сведений о динамике процесса  $R(t)$ ,  $\Delta t$  может быть назначена

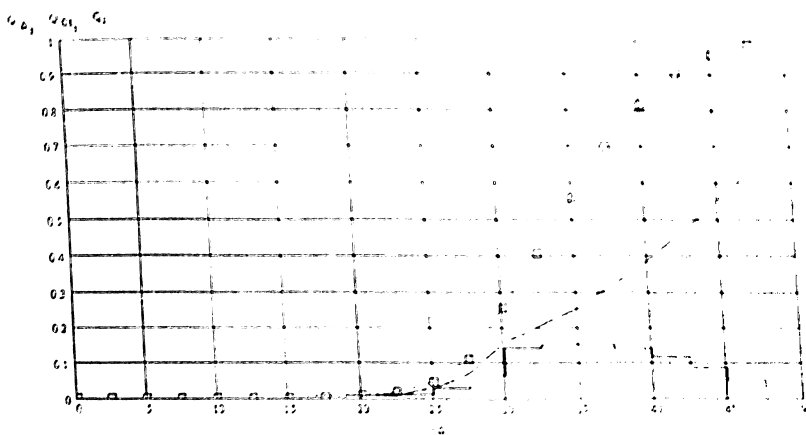


Рис. 8. Графики функции распределения срока службы  $Q_0$ , плотности  $Q_{\Delta t}$  распределения срока службы и вероятности отказа  $q(t)$ .

экспертом исходя из характеристик материала и происходящих в нем процессов. Для бетонных конструкций  $\Delta t \approx 2,5 - 5$  лет. Чем меньше  $\Delta t$ , тем с большим запасом вычисляется время срока службы  $t'_{\text{службы}}$  при заданной вероятности  $\gamma$  достижения предельного состояния.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Рекомендации по определению прочностных и деформационных характеристик бетона при неодноосных напряженных состояниях. М.: НИИЖБ Госстроя СССР. 1985.
2. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. М.: Стройиздат. 1976.
3. Лейтес Е.С. К построению теории деформирования бетона, учитывающей нисходящую ветвь диаграммы деформаций материала. В кн.: Новые исследования элементов железобетонных конструкций при различных предельных состояниях. М.: НИИЖБ. 1982.
4. Арасланов А.М. Расчет элементов конструкций заданной надежности при случайных воздействиях. М.: Машиностроение. 1987.
5. Bamforth P.V. Probabilistic Performance Based Durability Design of Concrete Structures. Management of Concrete Structures for long-term serviceability. 1997.
6. Николаев В.Б., Гун С.Я. Программа «КРЭК». Регистрационный номер паспорта аттестации ПС № 93 от 14.05.98.
7. Николаев В.Б. Методы расчета железобетонных конструкций энергетических сооружений. // Гидротехническое строительство. №6. 1994.

## **ОБРУШЕНИЕ ОТКОСА ОПЫТНОЙ НАСЫПИ ОРАНЖ-НАРБОНА**

*Красильников Н.А., Олимпиев Д.Н., кандидаты техн. наук  
(ОАО «НИИЭС»)*

Ценность исследований на опытной насыпи Оранж-Нарбона определяется их комплексностью: выполнены и описаны в [1] инженерно-геологические исследования, приведены прочностные свойства грунтов основания и тела насыпи, установленная контрольно-измерительная аппаратура позволила измерить деформации насыпи. Приведены результаты комплекса расчетных исследований оценки устойчивости откосов насыпи по методике, принятой во Франции. Эти данные позволили сопоставить результаты расчетных исследований устойчивости откосов по методике [2, 3], принятой в Гидропроекте.

Автодорога Оранж-Нарбона (Франция) на одном из участков пересекает прибрежную зону, сложенную современными лагунными отложениями. Для оценки устойчивости автодорожных насыпей, которые здесь имеют высоту 6 — 7 м, было решено построить опытную насыпь и довести ее до обрушения. При этом предполагалось проверить рассчитанную критическую высоту насыпи и, как следствие, достоверность принятых расчетных показателей грунта основания сдвигу, правильность использованных методов расчета; уточнить характер явления разрушения (внезапный или прогрессирующий), выявить признаки, предшествующие разрушению и т. д.

Опытная насыпь была построена в 1968 г. из гравелистого песка. Перед началом работ были тщательно изучены инженерно-геологические условия основания и выполнены многочисленные лабораторные исследования образцов грунтов ненарушенной структуры, отобранных из буровых скважин через 1 м по высоте. Было определено сцепление в массиве естественного сложения при помощи крыльчатки — 13 скважин, пенетрация — 8 скважин и т. д. Эти исследования показали, что в основании насыпи глинистый грунт имеет толщину до 14 м и подстилается крупнозернистыми песками. Глинистую толщу можно было разделить на 7 слоев (рис. 1), физические характеристики которых показаны в табл. 1.

Данные о плотности, консистенции и сопротивлении сдвигу грунта приводятся в табл. 2.

Сдвиговые характеристики грунта тела насыпи получены в большом сдвиговом приборе, для грунта основания — при полевых испытаниях грунта крыльчаткой (методика изложена в [4]).



## Безопасность энергетических сооружений

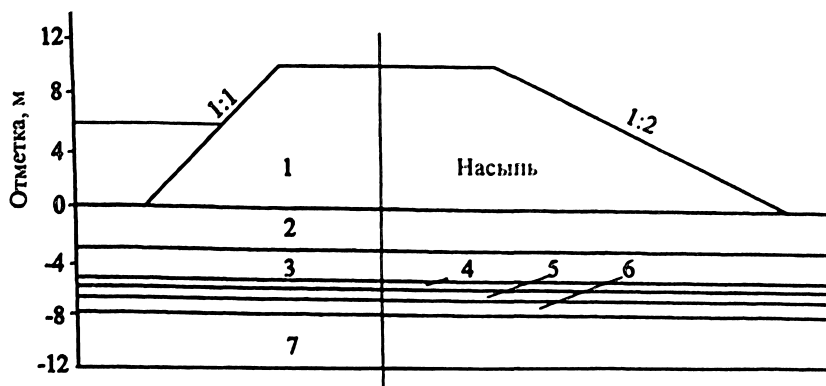


Рис. 1. Схема насыпи и геология основания (слои 2 - 7)

Таблица 1

№ слоя	Отметка, м		Наименование грунта	Естественная влажность, %	Предел текучести, %	Предел раскатывания
	10	0				
1	10	0	Гравелистый песок	-	-	-
2	0	-3	Ил глинистый	32	42	20
3	-3	-5,3	Ил суглинистый	40	40	22
4	-5,3	-5,7	Глина заторфованная	66	36	21
5	-5,7	-6,1	Суглинок	29	35	22
6	-6,1	-7,2	Суглинок	30	32	21
7	-7,2	-11,8	Суглинок	30	32	21

Таблица 2

№ слоя	Плотность грунта, т/м <sup>3</sup>	Консистенция В	Параметры сопротивления вгугу	
			φ, град.	С, кг/см <sup>2</sup>
1	2,07	-	26	5,3
2	1,94	0,55	0	4,9
3	1,84	1,00	0	2,4
4	1,48	3,00	0	3,6
5	1,84	0,54	0	2,4
6	2,00	0,82	0	4,7
7	1,95	0,82	0	2,6

Опытная насыпь (рис. 1) имела высоту 12 м, длину 40 м, ширину поверху 20 м, заложение исследуемого низового откоса 1 : 2. Насыпь построена за 5 дней; в первый день ее высота была 2 м, во второй — 5 м, в третий — 7, в четвертый — 8.4, в пятый — 10,3 м. Первая трещина появилась на третий день, в четвертый день количество трещин возросло, хотя они не превышали нескольких сантиметров. У низовой кромки откоса наметился выпор — репера здесь поднялись на 40 см и сместились от насыпи до 20 см. На пятый день деформации резко увеличились, трещина раскрылась до 50 см. Все это время регулярно измерялись вертикальные и горизонтальные деформации, напряжения и поровое давление под насыпью и в прилегающей к ней зоне. Это позволило зафиксировать полную картину разрушения насыпи. Основные результаты этих исследований показаны на рис. 2 и 3.

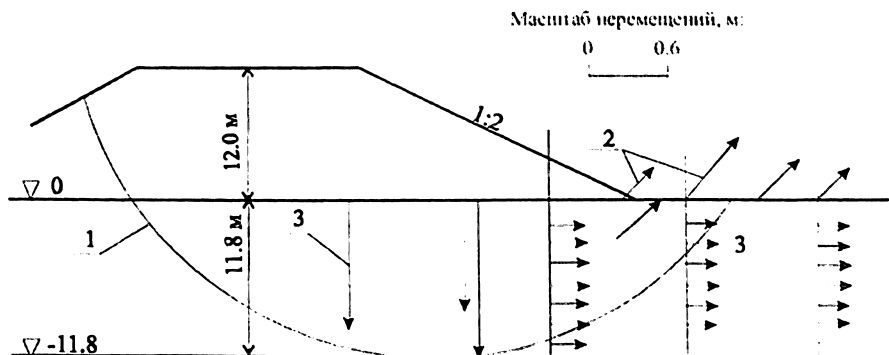


Рис. 2. Деформация основания к началу 4-го дня: 1 — натурная кривая скольжения; 2 — смещения, для которых известны две составляющих; 3 — смещения, для которых известна одна составляющая

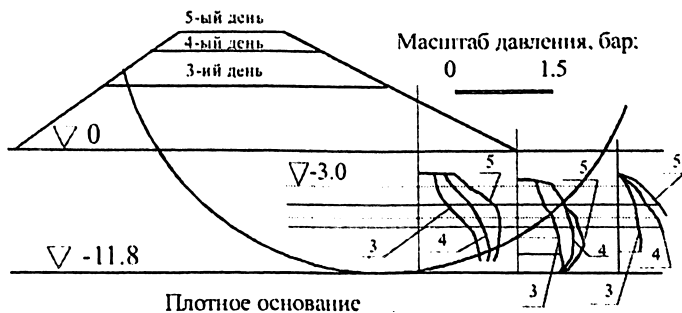


Рис. 3. Поровое давление в основании откоса: 3, 4, 5 — даты измерения давления соответственно на 3, 4, 5 дни возведения насыпи.

Была выполнена также большая серия расчетов устойчивости откосов насыпи. Они показали, что высота насыпи в момент разрушения была близка к расчетной, поэтому принятый метод расчета можно рекомендовать при проектировании насыпей в рассматриваемых условиях. Форма поверхности разрушения мало отличалась от окружности. Перемещения были медленными и неопасными для автотранспорта, работающего на отсыпке грунта. Учет сопротивления сдвигу грунта тела насыпи при расчетах устойчивости был оправданным. Различие между «расчетной» и «наблюденной» поверхностью скольжения было достаточно четким, но это оказалось несущественным, так как небольшому расхождению значений коэффициента запаса устойчивости соответствует обширная область, охваченная кривыми скольжения, характеризуемыми близкими значениями коэффициента запаса устойчивости,  $K_{уст}$ .

На рис. 4 наряду с положением наиболее опасной поверхности скольжения показана заштрихованная зона, в которой  $K_{уст}$  отличается от  $K_{мин}$  менее чем на 10%.

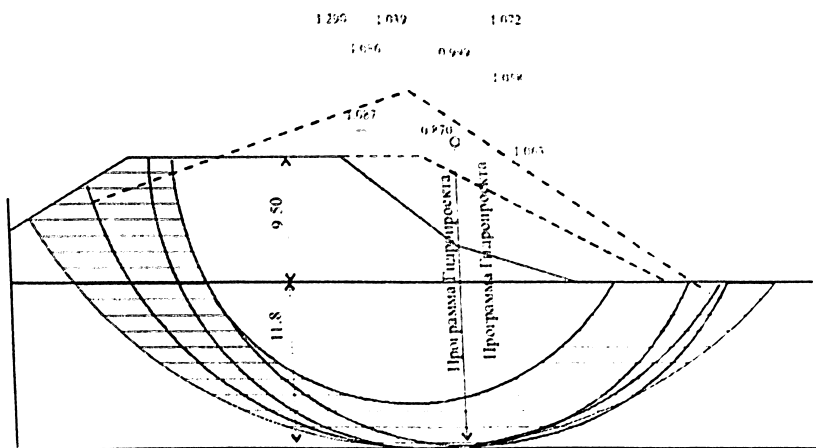


Рис. 4. Результаты расчета с зоной  $K_{уст} = K_{мин} + 10\%$

На рис. 5 показано как изменяется величина наименьшего коэффициента запаса устойчивости по мере роста насыпи. Показаны также явления, сопровождающие рост высоты насыпи в сопоставлении с величиной коэффициента запаса устойчивости, полученной расчетом по формуле Бишопа. При значении коэффициента запаса  $K=1,30$  в насыпи появились первые трещины, при 1,17 — трещины интенсифицируются, искривляется подошва откоса, при 0,9 — 0,95 — появляется валик выпора у подошвы откоса, ширина трещин достигает 50 см.

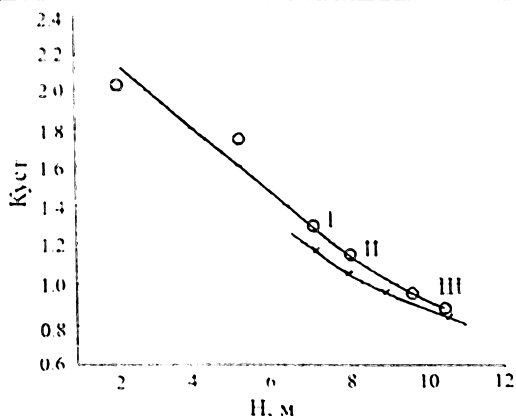


Рис. 5. Изменение минимального коэффициента запаса ( $K_{\text{мин}}$ ) по мере роста насыпи: I — появления первых трещин; II — интенсификация трещин; III — ширина трещин до 50 см.

Для опытной насыпи на автодороге Оранж-Нарбона выполнена также аналогичная серия расчетов устойчивости исследуемого откоса по программе Гидропроекта, результаты их показаны в табл. 3 и на рис. 6.

Таблица 3

Результаты поверочных расчетов обрушенного откоса насыпи Оранж-Нарбона по методике [2, 3]

Высота насыпи, м	Значение коэффициента запаса устойчивости по формулам ВНИИГа-Терцаги, А.А.Ничипоровича и А.В. Бишопа
7,00	1,20
8,00	1,07
10,35	0,87

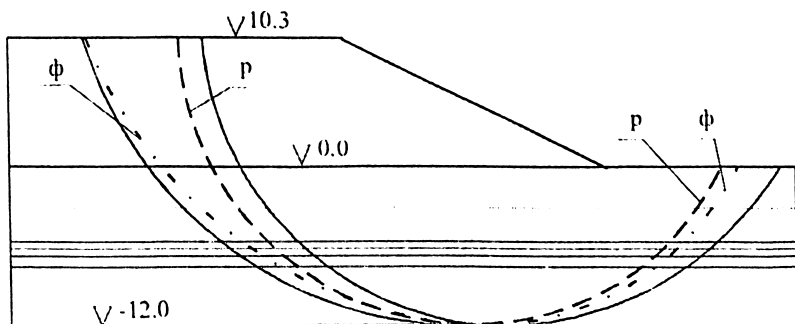


Рис. 6. Результаты расчета с зоной  $K_{\text{уст}} = K_{\text{мин}} + 5\%$ : p — расчетное положение кривой скольжения;  $\phi$  — фактическое положение кривой скольжения.

В расчетах ОАО «НИИЭС» поверхность грунтовых вод принималась на отметке, равной 0 м. Расчеты показали, что значения коэффициента запаса устойчивости откоса по всем рассматриваемым формулам одинаковы. Результаты расчетов французских исследователей и расчетов по рассматриваемой программе отличаются друг от друга не существенно.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. **Burges F., Chiappa J., Pilot G.** Etude en vrai grandeur de la rupture du Remblai de Narbouna. Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics. 1971. № 283 – 284 (Перевод Григорьева Т.А. М.: ОАО «НИИЭС»).
2. **Рекомендации по проектированию плотин из грунтовых материалов.** Расчет устойчивости откосов грунтовых плотин. П 783 — 88х М.: Гидропроект. 1988 г.
3. **Красильников Н.А.** Об основных положениях рекомендаций по расчету устойчивости откосов грунтовых плотин, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях. Безопасность энергетических сооружений. М.: ОАО «НИИЭС» 2003 г. вып. 11.
4. **Арипов Н.Ф., Борткевич С.В., Вуцель В.И. Красильников Н.А., Иванников В.М.** Оценка инженерно-геологических свойств глинистых оснований грунтовых плотин.

### ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ ПОДПОРНОЙ СТЕНЫ

*Великанов С.Е., Николаев Д.В., инженеры (ОАО «НИИЭС»)*

Материалы, приведенные в статье, получены на основе расчетных исследований по оценке напряженно-деформированного состояния (НДС) подпорной стены при изменении уровня воды верхнего бассейна с учетом повреждения дренажных систем в засыпке, выполненных под руководством доктора техн. наук Николаева В.Б., кандидата техн. наук Олимпиева Д.Н., инженера Ксенофонтова В.К.

При определении НДС рассматривалась расчетная схема «подпорная стена — понур — деформационный шов — основание — обратная засыпка».

В расчетах использовалась плоско деформированная численная схема МКЭ.

При определении НДС учитывались:

конструктивная нелинейность, обусловленная наличием деформационного шва;

физическая нелинейность, учитывающая пластические свойства грунтов основания, обратной засыпки и дренажей.

Структурная модель расчетной области (рис. 1 на цветной вкладке) включает: грунтовое основание, подпорную стену, понур и обратную

засыпку грунта, в состав которой входят два ленточных дренажа. Между подпорной стеной и понуром расположен деформационный шов.

Стена и понур возведены из бетона класса В15 (марка М200), имеющего в соответствии со СНиП 2.06.08-87 (Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений) следующие деформационные и прочностные характеристики: модуль упругости —  $E = 23500$  МПа; коэффициент Пуассона —  $\nu = 0,2$ ; расчетные сопротивления осевому сжатию —  $R_b = 8,5$  МПа и осевому растяжению —  $R_{bt} = 0,75$  МПа.

Физико-механические характеристики грунтов основания, обратной засыпки и дренажа приведены в табл. 1.

Таблица 1

Наименование грунта	Плотность сухого грунта, $\rho_d$ , кН/м <sup>3</sup>	Плотность водонасыщенного грунта, $\rho_s$ , кН/м <sup>3</sup>	Модуль деформации, $E$ , МПа	Коэффициент Пуассона $\nu$	Сцепление, $C$ , МПа	Угол внутреннего трения, $\varphi$ , град.
Моренные суглинки основания	20,3	22,8	46,5	0,35	0,025	25,0
Суглинки обратной засыпки	19,3	22,3	37,6	0,35	0,015	23,0
Песчано-гравийная смесь дренажа	18,0	20,0	400,0	0,30	0,00	40,0

В соответствии с условиями эксплуатации на рассматриваемое сооружение действуют следующие нагрузки: гидростатическое давление, давление взвешенного грунта засыпки на подпорную стену и нагрузка на понур, обусловленная собственным весом железобетонных плит и слоя суглинистого грунта, отсыпанного на плиты.

Давление взвешенного грунта засыпки реализуется автоматически при решении задачи, а схема задания других нагрузок приведена на рис. 1.

На рис. 1 представлены значения нагрузок для двух рассматриваемых расчетных случаев: при уровне воды в верхнем бассейне на отм. 255,0 м и на отм. 245,0 м.

В расчетах использовалась плоско деформированная численная схема МКЭ; рассмотрено два расчетных случая:

эксплуатационный — уровень воды в верхнем бассейне находится на отм. 255,0 м;

ремонтный — уровень воды в верхнем бассейне сбрасывается до отм. 245,0 м без учета процесса консолидации в суглинистом грунте засыпки.

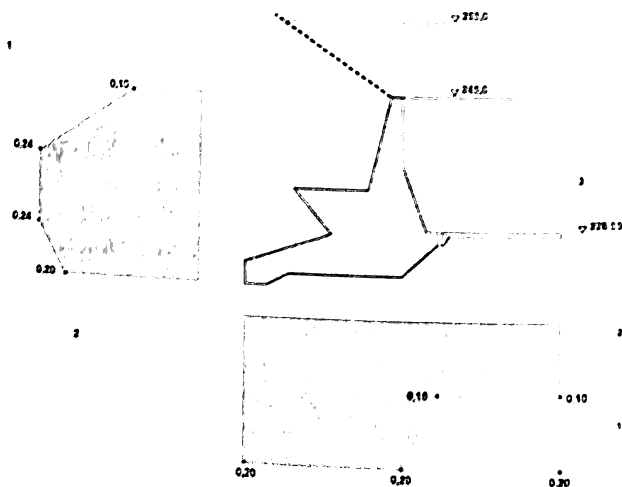


Рис. 1. Значение гидростатического давления по контуру подпорной стены и давления пригрузки на понур (по данным натуральных наблюдений) 1 — величина гидростатического давления (МПа) при отметке уровня воды в верхнем бассейне 255,0 м; 2 — то же при отметке 245,0 м; 3 — интенсивность давления (МПа) пригрузки на понур.

При определении НДС принятой расчетной модели в первом расчетном случае учитывалась поэтапность возведения сооружения. Сначала моделировалось формирование естественного напряженного состояния основания, затем — строительство подпорной стены, далее — устройство обратной засыпки и понура. При этом каждый фрагмент расчетной модели считался возведенным «условно-мгновенным».

Напряженное состояние расчетной модели, полученное в первом расчетном случае, принималось за начальное при выполнении расчетов для второго случая. Такой подход к решению задачи позволил определить приращение деформаций (смещений), обусловленных понижением воды в верхнем бассейне с отм. 255,0 до отм. 245,0. При проведении расчетов учитывалось два вида нелинейности: конструктивная и физическая.

Конструктивная нелинейность обусловлена наличием деформационного шва, по плоскости которого реализуется контактное взаимодействие подпорной стены и понура. Это взаимодействие моделируется введением в расчетную схему односторонних связей, работающих только на сжатие, с заданной величиной зазора, равной ширине деформационного шва — 20 мм.

Физическая нелинейность реализовывалась учетом пластических свойств грунтов основания, засыпки и дренажей с использованием модели прочности Мора-Кулона.

Оценка прочности бетона проводилась с использованием коэффициента запаса ( $k_1$ ), определяемого отношением предельных значений сдвиговых напряжений к действующим.

Допустимые значения сдвиговых напряжений зависят от положения поверхности предельных состояний, параметры которой связаны с расчетными значениями  $R_b$  и  $R_{bt}$ . Следует отметить, что при значении  $k_1 \geq 1$  прочность сечения на сдвиг обеспечена.

В соответствии с проектным решением конструкция плиты понура имеет однорядное армирование, расположенное по нижней грани поперечного сечения. Как показали приведенные ниже результаты расчетов, плита понура работает в условиях внецентренного сжатия с концентрацией растягивающих напряжений на верхней, неармированной грани. Поэтому для оценки прочности бетонного сечения понура использовалась формула (12) СНиП 2.06.08-87, применение которой ограничено значением относительного эксцентриситета ( $e_0$ ) расчетного усилия относительно центра тяжести сечения. Согласно рекомендациям Пособия (п. 3.4, стр. 27) к этому СНиП, для прямоугольного сечения (высотой  $h$ )  $e_0 \leq 0,3 \cdot h$ . Невыполнение этого условия означает, что прочность бетонного сечения не обеспечена и необходима установка арматуры в растянутой зоне.

По найденным расчетом по МКЭ величинам нормальных напряжений значение относительного эксцентриситета вычислялось по формуле:

$$e_0 = \frac{\sigma_b - \sigma_n}{\sigma_b + \sigma_n} \cdot \frac{h}{6}, \quad (1)$$

где  $\sigma_b$  и  $\sigma_n$  — нормальные напряжения, соответственно на верхней и нижней гранях поперечного сечения.

Кинематические граничные условия показаны на рис. 1: по боковым (вертикальным) граням расчетной области — отсутствие горизонтальных смещений; по нижней границе основания — отсутствие вертикальных и горизонтальных смещений (условия жесткой заделки).

Дискретная модель МКЭ расчетной области и ее фрагмент приведены на рис. 2 а на цветной вкладке, где приняты следующие обозначения: 1 — фрагмент подпорной стены; 2 — фрагмент конструкции понура; 3 — односторонние связи с зазором (20 мм), моделирующие работу деформационного шва (1, 2, ..., 7 — номера стержней).



При разработке модели МКЭ использовались два типа конечных элементов:

плоские (двумерные) трехузловые конечные элементы;

специальные (обладающие свойством односторонних связей) стержневые (одномерные) двухузловые конечные элементы (рис. 2 б на цветной вкладке), воспринимающие только продольные сжимающие деформации с заданной величиной зазора.

Общее количество элементов, использованных при разбивке структурной модели, равно 6988.

На рис. 3 на цветной вкладке приведено распределение значений модуля вектора перемещений  $U_m$  в подпорной стене и в понуре, полученных при понижении уровня воды в верхнем бассейне до отм. 245,0 м. (Принятые обозначения: 1 — контур конструкции при отметке уровня воды в верхнем бассейне 255,0 м; 2 — то же, при понижении уровня на 10 м). На этом рисунке пунктиром выделен контур конструкции до понижения уровня воды. Из представленных результатов видно, что при понижении уровня воды на 10 метров подпорная стена смещается в сторону верхнего бассейна. Максимальные перемещения возникают на гребне и достигают значений 31,8 мм. Кроме смещения подпорной стены как единого целого в сторону верхнего бассейна наблюдается тенденция к ее повороту относительно точки контакта с понуром. За счет горизонтального перемещения и поворота подпорной стены, под действием внешних нагрузок, наблюдается выпор грунта под понуром, приводящий к концентрации напряжений в зоне контакта зуба и плиты понура.

Из результатов расчетов, приведенных на рис. 4 а (распределение значений напряжений  $\sigma_1$  в сооружении при отметке уровня воды в верхнем бассейне 255,0 м) и 4 б (распределение значений напряжений  $\sigma_1$  в фрагменте подпорной стены и понура) на цветной вкладке, следует, что экстремальные значения напряжений  $\sigma_1$  локализуются в конструкции понура, в зоне сопряжения зуба с плитой. При этом максимальные значения напряжений 8,5 МПа зафиксированы в верхней части поперечного сечения плиты. В подпорной стене уровень этих напряжений значительно ниже (не более 2,0 МПа), и они концентрируются по плоскости тыловой грани, в области резкого изменения сечения, а также в фундаментной плите, по контакту с грунтом основания и по плоскости деформационного шва.

Характер изменения  $\sigma_1$  в зоне контакта подпорной стены с понуром при понижении уровня воды остался таким же, как и первом расчетном случае, но значения самих напряжений возросли, примерно в два раза, и достигли значений 16,7 МПа (рис. 4 в на цветной вкладке — распределение значений напряжений  $\sigma_1$  при отметке уровня воды в верхнем бассейне 245,0 м).

Аналогичным образом распределяются и изменяются главные напряжения  $\sigma_3$ .

В связи с тем что прочность бетона зависит от нормальных напряжений  $\sigma_1$ , на рис. 5 а и 5 б (распределение значений нормальных напряжений  $\sigma_1$  на отметках уровня воды 255,0 м и 245,0 м соответственно) на цветной вкладке приведено их распределение для обоих расчетных случаев.

Такое распределение напряжений не могло не отразиться на распределении значений коэффициента запаса  $k_1$  на тех же отметках уровня воды (рис. 5 в и 5 г на цветной вкладке). Графическая обработка результатов, представленных на этих рисунках, проведена следующим образом: зоны подпорной стены и понура, где значения коэффициентов запаса  $k_1 \geq 1,0$  (прочность обеспечена), окрашены серым цветом; цветная шкала значений коэффициента запаса нанесена в зонах, где  $k_1 < 1,0$  (прочность бетона на сдвиг не обеспечена).

Распределение коэффициента запаса  $k_1$  в первом расчетном случае в понуре свидетельствует о его разрушении в верхней половине поперечного сечения плиты в зоне контакта с зубом, а также в зоне деформационного шва по контакту с подпорной стеной.

Такой же результат можно получить, если воспользоваться формулой (12) СНиП в соответствии с результатами расчета, приведенными на рис. 5 а на цветной вкладке. Значение относительного эксцентриситета (при  $\sigma_b = 14,42$  МПа и  $\sigma_n = -23,30$  МПа) по выражению (1) —  $e_0 = 0,354$  м  $> 0,3 \cdot h = 0,15$  м, что свидетельствует о необеспеченности прочности бетонного сечения высотой  $h = 0,5$  м.

Учитывая, что в растянутой зоне поперечного сечения плиты понура не предусмотрено армирование бетона, можно сделать вывод о нарушении его сплошности и возможности выхода фильтрационного потока из основания в верхний бассейн.

Из приведенных результатов следует, что прочность и устойчивость подпорной стены без учета армирования в первом расчетном случае обеспечена.

Распределение коэффициента запаса  $k_1$  при понижении уровня воды (рис. 5 г на цветной вкладке) в понуре свидетельствует об образовании сквозной трещины сдвига в поперечном сечении плиты в районе зуба, а также о частичном разрушении в зоне деформационного шва по контакту с подпорной стеной.

На основании полученных результатов расчетных исследований можно сделать *следующее выводы:*

прочность подпорных стен как в эксплуатационном, так и в ремонтном случае в целом обеспечена. Концентрация максималь-

ных главных напряжений отмечается в верхней части сооружения — по плоскости тыловой грани, в области резкого изменения высоты поперечного сечения. Величина этих напряжений не превышает 2,0 МПа для эксплуатационного и 6,0 МПа для ремонтного случая;

понура находится в сложном напряженно-деформированном состоянии. Наибольшая концентрация напряжений наблюдается в плите, в месте сопряжения с зубом понура. Максимальные значения нормальных растягивающих напряжений отмечаются в верхней половине поперечного сечения плиты. Величины этих напряжений в эксплуатационном расчетном случае приводят к частичному, а в ремонтном случае — к возможному нарушению несущей способности по поперечному сечению плиты;

при возможном нарушении несущей способности понура, устойчивость подпорной стены может быть не обеспечена.

## **ОЦЕНКА СОСТОЯНИЯ ПЛОТИН ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ ПО ВЕЛИЧИНЕ КОЭФФИЦИЕНТА УПЛОТНЕНИЯ**

*Воронин С.Г., Воронович В.Н., Иванников В.М., инженеры  
(ОАО «НИИЭС»)*

В соответствии с требованиями СНиП 2.06.05-84\* «Плотины из грунтовых материалов» для проектирования плотин и дамб из грунтовых материалов, наряду с различными характеристиками грунтов, требуется определение плотности сухого грунта  $\rho_d$  при влажности  $W_0=0$  (для сыпучих грунтов в максимально плотном  $\rho_{dmax}$  и максимально рыхлом  $\rho_{dmin}$  состоянии) и оптимальной плотности сухого грунта  $\rho_{dopt}$  для глинистых грунтов.

Это требование распространяется на все разновидности грунтовых материалов, предназначенных для укладки в тело плотины и её основание. Определение плотности сложения грунтовых материалов при возведении плотин, наряду с другими физико-механическими показателями, играет важную роль при оценке безопасности гидротехнических сооружений не только в период строительства, а также при их эксплуатации; в случае проявления аварийных ситуаций это позволит в различных частях технологической системы «плотина — основание» выделить слабые зоны. Выполнение этого требования позволяет определить коэффициент уплотнения  $K_{упл}$ , а для сыпучих грунтов и относительную

плотность  $J_D$  в различных частях техногенной системы «плотина — основание», благодаря чему можно выделить наиболее слабые зоны, требующие конструктивных мероприятий. При этом определяющим показателем правильности подбора плотности укладки грунтовых материалов, способов их отсыпки и уплотнения, интенсивности возведения сооружения становится коэффициент уплотнения  $K_{упл}$  для грунтовых материалов и дополнительно степень плотности  $J_D$  для сыпучих грунтов.

В связи с большим разнообразием грунтовых материалов, используемых для строительства плотин, в современной практике плотиностроения степень уплотнения  $K_{упл}$  ( $J_D$ ) как показатель качества укладки материала в нормах на проектирование плотин из грунтовых материалов отсутствует, в отличие, например, от СНиП 2.05.02-85 «Автомобильные дороги», где основным критерием качества и безопасности земляного полотна автодороги является степень уплотнения грунтов.

Анализ мирового и отечественного опыта плотиностроения показывает, что при использовании связных грунтов в качестве грунтового материала определение пределов плотности в сочетании с задаваемой плотностью сухого грунта имеет практическое значение и направлено на безопасность возводимого сооружения. В силу традиционного отношения к крупнообломочному материалу, как слабоуплотняемому грунту, недостаточное внимание к плотности и, соответственно, к определению коэффициента уплотнения крупнообломочных грунтовых материалов приводило к возникновению аварийных ситуаций на строящихся и эксплуатируемых плотинах (трещины в противофильтрационных устройствах плотин Колымской ГЭС, Курейской ГЭС и др., а также разрушения плотин Мармарик, Сан-Фернандо и др.) В то же время, при проектировании и строительстве плотины Тишрин, где для оценки качества укладки грунтов в сооружение применялся коэффициент уплотнения, было достигнуто качественное уплотнение грунтовых материалов, что обеспечило надежность плотины.

Вопросам обоснования плотности и коэффициента уплотнения грунтов в теле плотины посвящены работы [1, 2, 3].

В настоящее время для решения проблемы качественной укладки крупнообломочных материалов на строящейся каменно-набросной плотине Богучанской ГЭС выполнены научно-исследовательские работы по оценке предельных плотностей горной массы упорных призм и щебня переходных зон.

Результаты выполненных исследований показали, что несоблюдение требований СНиП 2.06.05-84\* по определению предельных плотностей крупнообломочных грунтов на начальном этапе проектных и затем строительных работ привело к серьёзному снижению деформационных характеристик каменной наброски, от которой зависит надёжность асфальтобетонной диафрагмы и безопасность сооружения в целом.

Были определены предельные значения плотности крупнообломочного материала различных элементов тела плотины на модельных смесях, гранулометрический состав которых показан на рис. 1.

Плотность грунтов плотины Богучанской ГЭС в предельно рыхлом сложении определяли путём их плавной отсыпки в воздушно-сухом состоянии из совка в контейнер прибора уплотнения, а плотность грунтов в предельно плотном сложении — вибрированием грунтов с мелкозёмом оптимальной влажности по ОСТ 34-72-646-83 в том же контейнере прибора уплотнения. Вибрирование грунтов производили в течение 8 минут с частотой колебаний 50 герц (3000 колебаний в минуту) при постоянном пригрузе, равном 0,013 МПа.

Экспериментальные значения предельных плотностей сухого грунта  $\rho_d$  для горной массы и щебня различного гранулометрического состава сведены в табл. 1. Здесь же приведены соответствующие значения коэффициентов пористости, определённые исходя из плотности частиц грунта  $\rho_s = 3,01 \text{ т/м}^3$

Таблица 1

**Экспериментальные значения предельных плотностей сухого грунта  $\rho_d$  и коэффициентов пористости  $\epsilon$  для горной массы и щебня долеритов различного гранулометрического состава**

Номер состава	Характеристика грунта		Предельно плотное сложение		Предельно рыхлое сложение	
	Содержание мелкозёма, $m_s, \%$	Степень неоднородности, $U=d_{60}/d_{10}$	Плотность сухого грунта, $\rho_{dmax}, \text{т/м}^3$	Коэффициент пористости $\epsilon_{min}$	Плотность сухого грунта, $\rho_{dmin}, \text{т/м}^3$	Коэффициент пористости, $\epsilon_{max}$
1	5	3,6	2,10	0,433	1,71	0,760
2	15	9,5	2,21	0,362	1,81	0,663
3	25	17,3	2,43	0,233	1,99	0,513
4	100	3,2	2,21	0,362	1,74	0,730
5	0	3,1	2,10	0,433	1,65	0,824

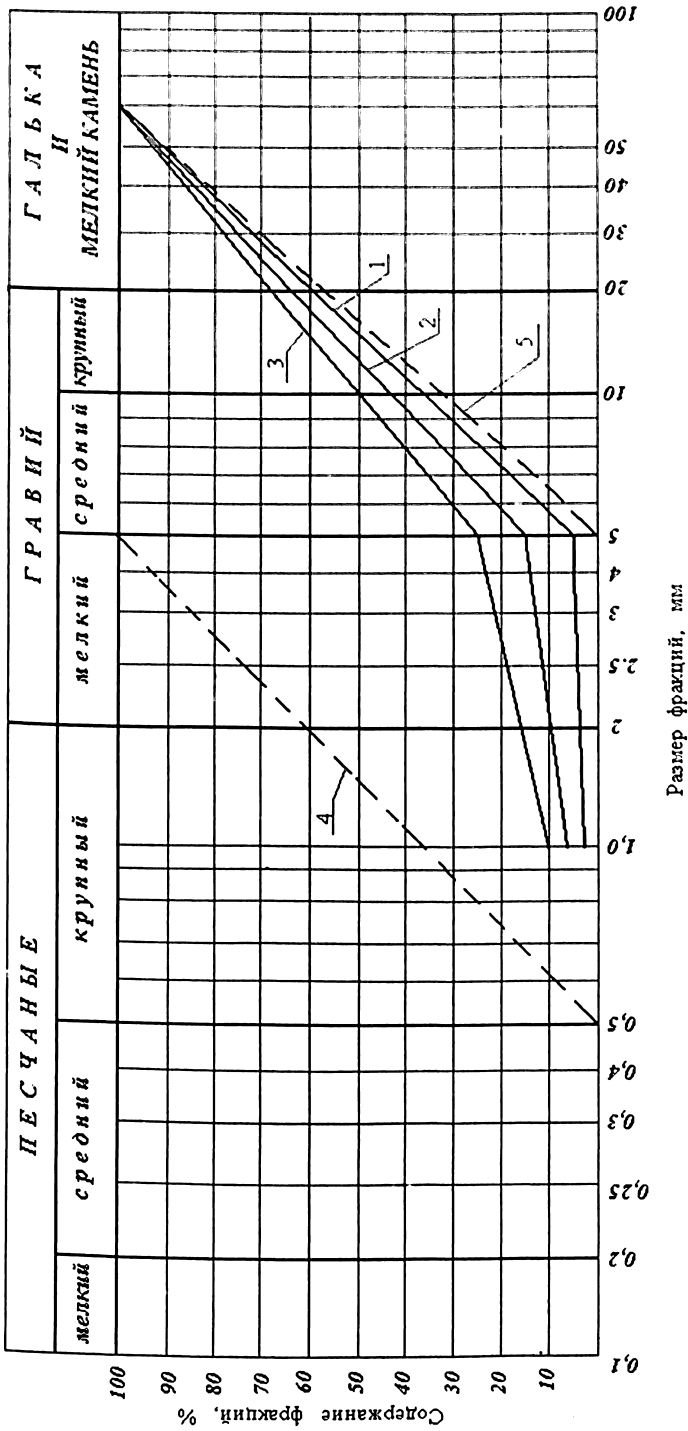


Рис. 1. Гранулометрический состав модельных смесей горной массы долеритов Богучанской ГЭС для определения ее уплотняемости по ОСТ 34-72-646-83:  
 1,2,3 — соответственно для нижней, средней и верхней кривой гранулометрического состава горной массы боковых призм плотины; 4 — мелкозем (фракции меньше 5 мм); 5 — смесь крупных фракций без мелкозема.  
 Примечание: смеси 2 и 3 моделируют также гранулометрический состав щебня 0 — 200 переходных зон плотины.

Графики зависимости предельных значений плотности сухого грунта от содержания мелкозёма для горной массы и щебня долеритов показаны на рис. 2. Здесь же отмечен диапазон изменения содержания мелкозёма в горной массе долеритов и нанесены точки, характеризующие средние значения плотности сухого грунта и содержание мелкозёма в горной массе низовой и верховой призм плотины, а также в щебне переходных зон.

Из графиков видно, что в теле плотины наилучшим образом уплотнён щебень. Средняя плотность сухого грунта  $\rho_d = 2,23 \text{ т/м}^3$  при контрольном значении по ТУ, равном  $1,95 \text{ т/м}^3$ . Коэффициент уплотнения щебня составляет:

$$K_{\text{упл}} = \frac{\rho_d}{\rho_{d \text{ max}}} = \frac{2,23}{2,32} = 0,96$$

Его степень плотности определяется из выражения:

$$J_D = \frac{\varepsilon_{\text{max}} - \varepsilon}{\varepsilon_{\text{max}} - \varepsilon_{\text{min}}}$$

и составляет 0,80.

Таким образом, следует отметить, что качество уплотнения щебня переходных зон плотины отвечает требованиям технических условий на возведение плотины и СНиП 3.02.01-87 «Земляные сооружения, основания и фундаменты».

Хуже уплотнена горная масса низовой призмы плотины: средняя плотность сухого грунта  $\rho_d = 2,02 \text{ т/м}^3$ , коэффициент уплотнения

$$K_{\text{упл}} = \frac{2,02}{2,14} = 0,94 ,$$

степень плотности  $J_D = 0,70$ .

Самым низким значением средней плотности сухого грунта характеризуется горная масса верховой упорной призмы  $\rho_d = 1,91 \text{ т/м}^3$ , коэффициент уплотнения

$$K_{\text{упл}} = \frac{1,91}{2,13} = 0,87 ,$$

степень плотности  $J_D = 0,47$ .

Несмотря на то что указанные значения плотности горной массы боковых призм плотины соответствуют проектным техническим условиям, в которых контрольное значение плотности составляет  $1,92 - 2,00 \text{ т/м}^3$ , качество её уплотнения нельзя назвать

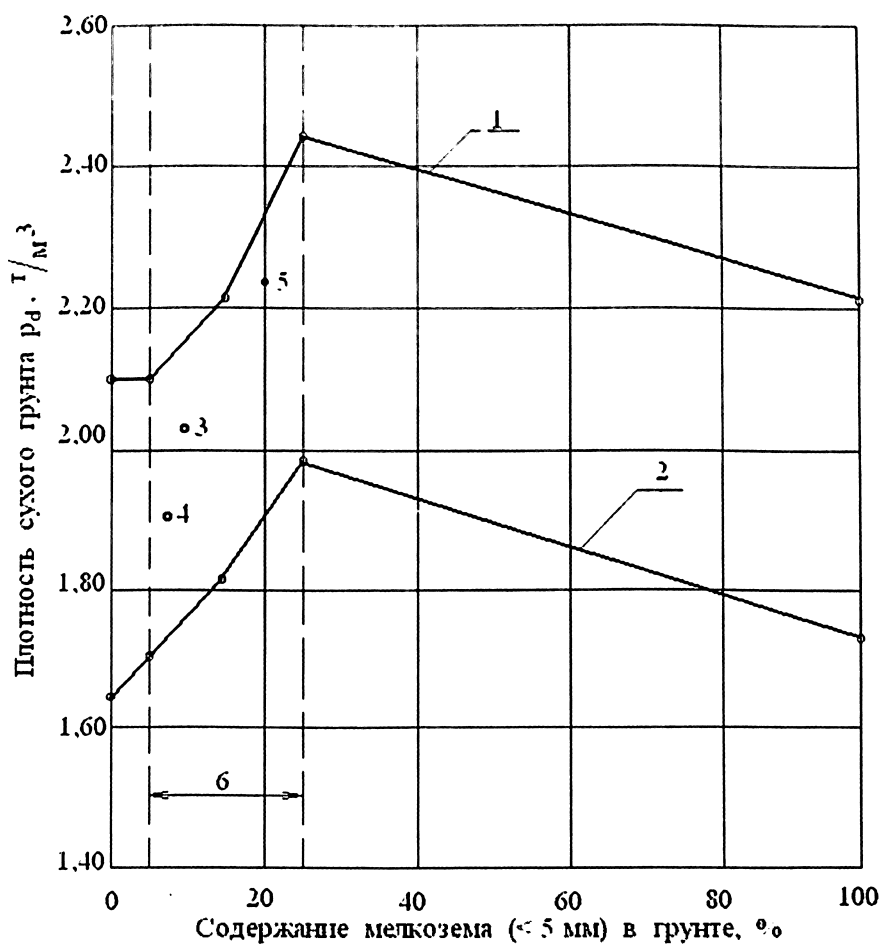


Рис. 2. Графики зависимости предельных значений плотности сухого грунта от содержания мелкозема для горной массы и щебня долеритов Богучанской ГЭС:

1 — плотность сухого грунта в предельно плотном сложении,  $\rho_{d \max}$ ; 2 — плотность сухого грунта в предельно рыхлом сложении,  $\rho_{d \min}$ ; 3 — точка, характеризующая среднее значение плотности сухого грунта  $\rho_d = 2,02$  т/м³ и содержание мелкозема  $m_s = 9\%$  в низовой призме плотины по данным геотехконтроля; 4 — точка, характеризующая среднее значение плотности сухого грунта  $\rho_d = 1,91$  т/м³ и содержание мелкозема  $m_s = 8\%$  в верхней призме плотины по данным геотехконтроля; 5 — точка, характеризующая среднее значение плотности сухого грунта  $\rho_d = 2,23$  т/м³ и содержание мелкозема  $m_s = 20\%$  в щебне переходных зон плотины по данным геотехконтроля; 6 — диапазон изменения содержания мелкозема в горной массе долеритов.



удовлетворительным, так как коэффициент уплотнения и степень плотности не отвечают требованиям СНиП 3.02.01-87 и мировому опыту.

Оценка деформационных характеристик и определение коэффициента уплотнения грунтов на опытных фрагментах плотины М-1 и М-2, отсыпанных из горной массы долеритов, выполнены по данным наблюдений за осадками, проведенных Ангарской экспедицией института ОАО «Гидропроект» и ЦСГНЭО Гидропроекта [4.].

Эксперимент на фрагментах М-I и М-II можно разделить на два этапа.

На первом этапе эксперимента на подготовленное основание плотины укладывались плиты-марки М-I-1 и М-II-1. Затем отсыпался первый слой горной массы толщиной 1,2 – 2,0 м; устанавливались плиты-марки М-I-2 и М-II-2. Снова отсыпался слой горной массы толщиной 2,0 – 2,5 м; устанавливались плиты-марки М-I-3, М-II-3 и т. д., пока сверху не устанавливались плиты-марки М-I-5 и М-II-5.

На втором этапе эксперимента над плитами-марками М-I-5 и М-II-5 послойно отсыпалась горная масса тела плотины. Среднее значение плотности горной массы насыпи  $\rho_d = 1,90 \text{ т/м}^3$ .

Наблюдения за осадками опытных фрагментов производились геодезическим методом за плитами-марками, установленными в толще крупнообломочного материала, по всей его высоте. Наблюдения велись с момента их установки до 12.10.2001 г. Продолжительность наблюдений составила 12 лет.

Сводка результатов расчётного определения  $i$ ,  $E$  и  $\rho'_d$  по наблюдениям за осадками плит-марок фрагмента М-1 приведена в табл.2, фрагмента М-2 — в табл.3.

Результаты, полученные по фрагментам М-I и М-II, практически одинаковы.

Как показали натурные измерения, весьма существенным является влияние времени на деформационные характеристики и уплотнение горной массы.

Такое сравнение представлено в табл. 4.

Выполненные исследования показали, что за 5 – 6 лет выдерживания насыпи относительные осадки горной массы долеритов на опытных фрагментах М-I и М-II увеличились на 0,05, а значения модулей деформации, характеризующие эти осадки, уменьшились в среднем на 37%.

При возведении насыпи модуль деформации горной массы увеличивается с увеличением действующих вертикальных напряже-

Таблица 2

Сводка результатов расчётного определения относительной осадки  $i$ , модуля деформации  $E$  и изменённой плотности  $\rho'_d$  горной массы долеритов по наблюдениям за осадками плит-марок фрагмента М-1.

Номер слоя отсыпки горной массы долеритов	Номера плит-марок, между которыми расположен слой отсыпки	Толщина слоя отсыпки $H_0$ , м	Вертикальное напряжение в середине слоя отсыпки $\sigma = \rho_d(h_1 - h_2)$ , МПа	Относительная осадка слоя отсыпки, $i = \frac{s - (s_1 - s_0)}{H_0}$	Модуль деформации горной массы в слое отсыпки, $E = \frac{\sigma}{i}$ , МПа	Изменённая плотность горной массы после прохождения осадок $\rho'_d = \rho_d(1+i)$ , т/м <sup>3</sup>
4	М-1-5 М-1-4	2,30	0,18	0,06	3,00	2,01
			0,23	0,16	1,44	2,20
3	М-1-4 М-1-3	2,80	0,23	0,03	7,67	1,96
			0,28	0,05	5,60	1,99
2	М-1-3 М-1-2	2,70	0,28	0,04	7,00	1,98
			0,33	0,07	4,75	2,03
Среднее значение				0,04 0,09	5,89 3,93	1,98 2,07

Примечание: Дробью указано: в числителе — значения показателей на 01.03.1992 г., в знаменателе — значения показателей на 01.09.1997 г.

ний: при  $\sigma = 0,1 - 0,2$  МПа  $E = 3 - 5$  МПа, а уже при  $\sigma$  около 0,3 МПа  $E = 6 - 7$  МПа. При общем снижении значений модуля деформации во времени характер его зависимости от величины действующих вертикальных напряжений сохраняется.

Если при отсыпке горной массы её плотность составляла  $\rho_d = 1,90$  т/м<sup>3</sup> при коэффициенте уплотнения

$$K_{\text{упл}} = \frac{\rho_d}{\rho_{d\text{max}}} = 0,89,$$

где максимальная плотность  $\rho_{d\text{max}} = 2,13$  т/м<sup>3</sup>, то непосредственно после возведения основной части насыпи в 1991–1992 г.г. эта плотность увеличилась. Среднее значение изменённой плотности составило  $\rho'_d = 1,98$  т/м<sup>3</sup> (коэффициент уплотнения  $K_{\text{упл}} = 0,93$ ). При дальнейшем незначительном наращивании и выдерживании фрагментов насыпи в течении 5–6 лет, т.е. в 1997 г., среднее значе-

Таблица 3

Сводка результатов расчётного определения относительной осадки  $i$ , модуля деформации  $E$  и изменённой плотности  $\rho'_d$  горной массы долеритов по наблюдениям за осадками плит-марок фрагмента М-1.

Номер слоя отсыпки горной массы долеритов	Номера плит-марок между которыми расположен слой отсыпки	Толщина слоя отсыпки $H_0$ , м	Вертикальное напряжение в середине слоя отсыпки $\sigma = c_d(h_1 - h_2)$ , МПа	Относительная осадка слоя отсыпки $i = s_n - (s_n^0 + s_n^d)$ $H_0$	Модуль деформации горной массы в слое отсыпки $E = \frac{\sigma}{i}$ , МПа	Изменённая плотность горной массы после прохождения осадок $\rho'_d = \rho_d (1 + i)$ , т/м <sup>3</sup>
4	М-1-5	1,70	0,17	0,04	4,25	1,98
	М-1-4		0,22	0,07	3,14	2,03
3	М-1-4	2,60	0,22	0,04	5,50	1,98
	М-1-3		0,27	0,09	3,00	2,07
2	М-1-3	2,60	0,27	0,04	6,75	1,98
	М-1-2		0,32	0,09	3,55	2,07
Среднее значение				0,04 0,08	5,50 3,23	1,98 2,06

Примечание: Дробью указано: в числителе — значения показателей на 01.07.1992 г., в знаменателе — значения показателей на 01.09.1997 г.

Таблица 4

Сравнение результатов определения характеристик горной массы по измерениям, выполненным в разное время

Номер фрагмента	Характеристики, определённые по измерениям 1991-1992 г.г.			Характеристики, определённые по измерениям 1997г.		
	$i$	$E$ , МПа	$\rho'_d$ , т/м <sup>3</sup>	$i$	$E$ , МПа	$\rho'_d$ , т/м <sup>3</sup>
М-1	0,04	5,89	1,98	0,09	3,93	2,07
М-11	0,04	5,50	1,98	0,08	3,23	2,06
Среднее	0,04	5,69	1,98	0,09	3,58	2,07

ние изменённой плотности горной массы достигло величины  $\rho'_d = 2,06$  т/м<sup>3</sup>, что соответствует коэффициенту уплотнения

$$K_{\text{упл}} = \frac{2,06}{2,13} = 0,97.$$

Таким образом, та величина коэффициента уплотнения горной массы, которую требует мировая практика при строительстве плотин, была достигнута в натурном эксперименте на плотине Богучанской ГЭС лишь после возведения насыпи и последующего выдерживания её в течении 5 – 6 лет.

На примере сравнения результатов экспериментальных исследований предельно-рыхлого и предельно-плотного сложения горной массы и щебня долеритов боковых призм и переходных зон плотины Богучанской ГЭС с данными геотехнического контроля и натурными наблюдениями на опытных фрагментах выявлена необходимость своевременного включения показателей уплотняемости грунтов и, в первую очередь, коэффициента их уплотнения  $K_{упл}$  на стадии проектирования и в дальнейшем при строительстве, как обязательного критерия качества гидротехнических сооружений, что рекомендуется отразить при очередном пересмотре некоторых позиций СНиП 2.06.05-84\* «Плотины из грунтовых материалов».

Методикой определения критериев безопасности гидротехнических сооружений» РД 153-34.2-21.342-00, п.3 приложения 2, предусматривается выполнять оценку состояния сооружений и уровня риска аварий (уровня безопасности) эксплуатируемого ГТС с учётом изменения расчётных значений механических и фильтрационных характеристик материалов сооружений, а также свойств пород оснований. Предлагается при оценке состояния системы «плотина-основание» учитывать в качестве обязательного критерия коэффициент уплотнения грунта  $K_{упл}$ .

#### ЛИТЕРАТУРА

1. **Вуцель В.И.** Плотность и прочность плотин из грунтовых материалов. //Гидротехническое строительство. 1976. № 9.
2. **Ронжин И.С.** Некоторые критерии оценки фильтрационной прочности оснований гидротехнических сооружений. //Гидротехническое строительство. 1974. № 7.
3. **Борткевич С.В.** О плотности укладки песчано-гравийных и галечниковых грунтов в тело плотины. //Гидротехническое строительство. 1982 г. № 6.
4. **Технический** отчёт об инженерно-геодезических работах по наблюдению за осадками каменно-набросной плотины Богучанской ГЭС в 2001 году. ОАО «Институт Гидропроект», Центр службы геодинамических наблюдений в электроэнергетической области (ЦСГНЭО). М. 2001.

## ИЗ ОПЫТА НАБЛЮДЕНИЙ ЗА ПОВЕДЕНИЕМ КАМЕННО-ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИН

(По материалам XV-XVIII конгрессов по большим плотинам)

Лобач А. А., кандидат техн. наук (ОАО «НИИЭС»)

Практика проектирования, строительства и мониторинга каменно-земляных плотин требует использования опыта, накопленного в области надзора за безопасным состоянием этого наиболее распространенного типа подпорных сооружений. Предлагаемая статья посвящена освещению опыта, приведенного в материалах XV – XVIII конгрессов по большим плотинам, в том числе касающегося схем размещения контрольно-измерительной аппаратуры и программ наблюдений за каменно-земляными плотинами с асфальтобетонной диафрагмой. Ниже приводятся наиболее интересные, по мнению автора, данные, опубликованные в указанных материалах.

Сопоставление использования каменно-набросных плотин с центральной диафрагмой в таких странах, как Норвегия и Япония, показывает следующее. Из 23 японских каменно-набросных плотин, представленных в табл. 1, 19 плотин — с центральной диафрагмой [1]. В то же время из 149 норвежских плотин лишь 17 с центральной диафрагмой, из которых пять с асфальтобетонной диафрагмой (табл. 2 [2]).

Выборка плотин с разного типа диафрагмами (табл. 3), сделанная австрийскими специалистами [3], показывает место каменно-набросных плотин из местных материалов с асфальтобетонными диафрагмами среди диафрагменных плотин.

Проблемы *контроля безопасной эксплуатации гидротехнических сооружений* подробно излагаются в докладе специалистов Чешской республики, где накоплен 40-летний опыт надзора за состоянием плотин, который иллюстрируется ниже следующим текстом и табл. 4 – 6 [4].

Ситуации, которые могут иметь место с точки зрения безопасности в течение длительной эксплуатации плотины, могут быть кратко определены следующим образом:

**ОК ...** Дамба и водохранилище находятся в *безопасном состоянии*. Они отвечают всем требованиям действующих правил и инструкций, технических стандартов и критериев.

**АН... Временная ситуация** после экстраординарного результата измерения или наблюдения, при неблагоприятных воздействиях

Таблица 1

Характеристики каменно-набросных плотин Японии [1]

Название плотины	Тип	Высота, м	Длина по гребню, м	Объем, м <sup>3</sup>	Год оконч. стронт.
Ishibuchi	C. F.	53,0	345,0	0,4*10 <sup>6</sup>	1954
Taisetsu	C. C.	86,5	440,0	3,9*10 <sup>6</sup>	1975
Taruizu	C. C.	43,0	256,5	0,6*10 <sup>6</sup>	1976
Iwaya	I. C.	127,5	366,0	5,8*10 <sup>6</sup>	1977
Mi ho	I. C.	95,0	587,7	5,8*10 <sup>6</sup>	1978
Konadegawa	I. C.	45,0	224,0	0,5*10 <sup>6</sup>	1978
Tedorigawa	C. C.	153,0	420,0	10,1*10 <sup>6</sup>	1979
Terauchi	C. C.	83,0	420,0	3,0*10 <sup>6</sup>	1978
Usogawa	C. C.	56,0	196,3	1,0*10 <sup>6</sup>	1979
Urushizawa	C. C.	80,0	310,0	2,2*10 <sup>6</sup>	1980
Shi rakawa	C. C.	66,0	348,2	2,2*10 <sup>6</sup>	1981
Gosho	C. C.	52,5	210,0	1,0*10 <sup>6</sup>	1981
Maekawa	C. C.	50,0	265,5	0,7*10 <sup>6</sup>	1982
Narai	C. C.	60,0	180,8	1,0*10 <sup>6</sup>	1982
Nanakitada	C. C.	73,0	420,0	2,7*10 <sup>6</sup>	1984
Tokachi	C. C.	84,3	443,0	3,7*10 <sup>6</sup>	1985
Terayaa	C. C.	62,2	260,0	1,4*10 <sup>6</sup>	1984
Aria	C. C.	83,5	260,0	1,7*10 <sup>6</sup>	1985
A rakawa	C. C.	88,0	320,0	3,0*10 <sup>6</sup>	1985
Okuno	C. C.	63,0	323,0	1,5*10 <sup>6</sup>	1989
Sagae	C. C.	112,0	510,0	10,4*10 <sup>6</sup>	1990
Shichigasyu	C. C.	90,0	565,0	5,1*10 <sup>6</sup>	1991
Yamase	C. C.	62,0	380,0	1,6*10 <sup>6</sup>	1991

C. F. — с бетонным экраном, C. C. — с центральной диафрагмой,  
I. C. — с наклонной диафрагмой

окружающей среды или после получения тревожной информации. Это — задача ответственного инженера, чтобы исследовать и оценить новые факты и принять решение относительно их возможного воздействия на безопасность плотины. Пока никакое решение не принято, должен предполагаться самый плохой вариант и приняты соответствующие меры.

Таблица 2

Норвежские плотины из местных материалов высотой более 15 м, по состоянию на 1984 г. [2]




Поперечное сечение	Материал непроницаемого элемента	Количество плотин	Период строительства	Максимальная высота, м	Примечание
	Бетон	8	1930-68	31	
	Бетон	18	1955-81	52	
	Древесина	2	1956-58	39	
	Морена	110	1956	145	Строительство продолжается
	Асфальтобетон	1	1963	64	
	Щебень	1	1966	16	
	Битум	4	1982	34	Строительство продолжается
	Асфальтобетон	5	1980	90	Строительство продолжается

Таблица 3

Типы диафрагм [3]

№	Тип диафрагмы	Модуль деформации E (КН/м <sup>2</sup> )	Толщина d(м)	Жесткость EI/m (КН*м <sup>2</sup> /м)
1	Геомембрана	$3 \times 10^{3*}$	$4 \times 10^{-3}$	$1,6 \times 10^{-5}$
2	Стальная	$2,1 \times 10^8$	$6 \times 10^{-3}$	3,8
3	Асфальтобетонный экран	$1 \times 10^{5*}$	0,1	8,3
4	Асфальтобетонная диафрагма	$1 \times 10^{5*}$	0,6	1800
5	Глинобетонный экран	$1 \times 10^{5*}$	0,6	1800
6	Бетонный экран	$3 \times 10^7$	0,6	$5,4 \times 10^5$

\*)Некорректные величины

**D ... Дефект или износ**, который не может воздействовать на безопасность плотины и не должен быть исправлен в ближайшем будущем

**US ... Неудовлетворительная ситуация** с точки зрения безопасности плотины, обусловленная достижением и/или даже превышением предельных величин измеренного и наблюдаемого по

Таблица 4

Случаи US и CS [4]

	Количество событий			%		
	US	CS	Всего	US	CS	Всего
Земляные плотины. Перелив через гребень, эрозия поверхности	10	7	17	15	23	17
Трубопровод, фильтрационная эрозия (плотина, основание)	43	19	62	63	61	63
Оползень, сдвиг (вверх, вниз по течению)	15	5	20	22	16	20
Итого	68	31	99	100	100	100
Плотины бетонные и из каменной кладки. Авария, растрескивание с опрокидыванием, скольжением	6	2	8	30	*	36
Просачивание, эрозия основания	14	0	14	70	*	64
Итого	20	2	22	100	*	100

\* Не существенно. Причиной оценки и объявления ситуаций как US и CS были опасения дальнейшего развития ситуации, которое могло бы привести к прорыву плотины.

Таблица 5

Количество US- и CS-ситуаций в эксплуатации наиболее важных плотин Чешской республики в последние годы [4]

	Плотины с самым высоким "Кэф-фициентом риска" (Категория I и II)			Другие плотины, регулярно обследовавшиеся уполномоченной организацией			Всего		
	F	CM	Всего	F	CM	Всего	F	CM	Всего
Количество плотин	44	31	75	128	8	136	172	39	211
Общее количество лет, в которых плотины обследуются уполномоченной организацией	1151	1581	2732	2622	410	3032	3773	1991	5764
Количество US-ситуаций	29	19	48	39	2	41	68	21	89
Количество CS-ситуаций	10	1	11	21	1	22	31	2	33

F: земляные плотины; CM: плотины бетонные и из каменной кладки.



Таблица 6

Путь обнаружения US- и CS-ситуаций в плотинах всех типов  
(количество ситуаций, %)

	Плотины с самым высоким "Кэф-фициентом Риска" (Категория I и II)			Другие плотины, регулярно обследовавшиеся уполномо-ченной организацией			Всего		
	US	CS	Всего	US	CS	Всего	US	CS	Всего
Визуальным наблюдением	26 (54)	5 (45)	31 (53)	3 (76)	19 (86)	50 (79)	57 (64)	24 (73)	81 (66)
Измерениями	20 (42)	6 (55)	26 (44)	5 (12)	3 (14)	8 (13)	25 (28)	9 (27)	34 (28)
Анализом, основанным на наблюдаемых данных	2 (4)	0	2 (3)	5 (12)	0	5 (8)	7 (8)	0	7 (6)
Всего	48	11	59	41	22	63	89	33	122

казателя или отрицательным воздействием окружающей среды. Такая ситуация должна рассматриваться как US или в соответствии с определенными заранее объективными критериями «Программы Наблюдения Безопасности плотины», или объявлена на месте ответственным инженером. Выход из US в назначенное время необходим, но нет необходимости это делать срочно. Используемые путь и срок мер по устранению неисправности выбирают, учитывая минимизацию затрат и потерь, связанных с ограничением эксплуатации плотины.

**CS ... Критическая ситуация** обусловлена достижением и превышением заранее установленных критических величин измеренных и наблюдаемых показателей или отрицательным воздействием окружающей среды. Такая ситуация должна рассматриваться как CS или в соответствии с заранее определенными объективными критериями или объявлена на месте ответственным инженером с властными полномочиями, при отсутствии времени на обсуждение. Если ситуация объявлена как критическая (CS), чрезвычайные меры должны быть начаты сразу, даже если может последовать незначительный ущерб имуществу ниже по течению. Цель состоит в том, чтобы изменить неблагоприятно развивающуюся ситуацию и предотвратить на много более высокие потери в жизни и имуществе, если плотина разрушится.

Ведущая роль визуального наблюдения в обнаружении ситуаций US и CS не была столь решающей, как это могло бы быть получено из табл. 6. Статистика вводит в заблуждение, поскольку аппаратура менее важных плотин неполна или даже отсутствует. Принимая во внимание этот факт, мы получаем другое соотношение случаев US и CS :

Только визуальными наблюдениями установлены US- и CS-ситуаций	34 (28 %)
Выполнением регулярных измерений визуальных наблюдений обнаружено US- и CS-ситуаций:	
измерениями	34 (28 %)
визуальными наблюдениями	47 (38 %)
Всего	115 (94 %)

#### **Заключение**

Частота обнаруженных и разрешенных US- и CS-ситуаций без сомнения прямо характеризует число отказов плотины. Соотношение количества US- к CS-ситуациям 2.7:1 кажется адекватным.

Но мы должны иметь в виду, что количество US- и CS-ситуаций зависит также от суммы знаний и опыта тех ответственных инженеров, от их готовности или нежелания рисковать. Внутренние критерии, используемые для этой цели уполномоченной службой, — попытка унифицировать уровень принятого риска.

Опыт Румынского управления водных ресурсов иллюстрируется в табл. 8 [5], а опыт финских специалистов отражен на рис. 1 [6].

**Проблемы и ремонтные работы в британских плотинах из местных материалов [7].** Информация, касающаяся дефектов, износа, серьезных инцидентов и ремонтных работ, записывается в базу данных плотин BRE (Tedd и другие, 1992). Таблица 9 представляет данные относительно проблем, возникших во время инцидентов на британских плотинах из местных материалов. В настоящее время база данных включает 340 дамб с записями проблем и 366 дамб с записями ремонтных работ. Фильтрация — наиболее часто встречающаяся проблема с 101 случаем в плотинах из местных материалов. Большинство этих случаев потребовали выполнения ремонтных работ.

В табл. 10 и 11 дается представление о видах наблюдений, используемых при мониторинге плотин, погрешности проводимых измерений и их регулярности.

Данные таблицы 12 показывают уровень оснащенности плотин средствами измерения и степень «популярности» видов наблюдений.

Решение ситуаций US и CS

Содержание решений ситуации	Кол. ситуаций.	
	шт.	%
<b>89 неудовлетворительных ситуаций (US)</b>		
Меры по устранению неисправности были реализованы, состояние ОК восстановлено	62	70
Меры по устранению неисправности только выполняются или находятся на заключительном этапе проектирования	23	26
Меры по устранению неисправности были реализованы только частично, велся более всесторонний контроль и наблюдение	4	4
<b>33 критических ситуации (CS)</b>		
Снижение уровня, частичное опорожнение водохранилища: всего	27	82
В том числе:		
без заботы о пропускной способности русла реки плотина была разрушена человеком около устья, чтобы предотвратить более серьезное разрушение плотины в центральной части	4	12
	1	3
Снижение уровня воды в водохранилище не было возможным (во время наводнения) или по ситуации. Ремонт, направленный на увеличение устойчивости (дополнительное наполнение фильтрации в низовом дренаже) или на предотвращение перелива через гребень или другие чрезвычайные меры принимались немедленно	6	18
Рекомендовано выполнить последующие исследование и анализ устойчивости для проектирования ремонта	15	45
Ремонт, заключающийся в полном восстановлении дамбы, завершен	16	48
Конец ремонта не реализован до сих пор	4	12

Порядок убывания в частоте использования видов наблюдения выглядит следующим образом:

1. Расходы фильтрации
2. Уровень воды в пьезометрах
3. Осадки
4. Горизонтальные перемещения

Оценка безопасности, основанная на данных мониторинга [5]

Уровень	Процедура	Результат	Действие	Воздействие на состояние плотины
I Плотина и основание	Визуальные обследования Сбор данных Обработка измерений	Оценка нормального или аномального поведения *	Передача на уровень II Предупреждение	Частота инспекций и измерений
II Территориальное подразделение	Составление отчета по оценке безопасности	Характеристика поведения плотины	Предложения по: нормальному режиму эксплуатации, реорганизации системы контроля, локальным ремонтным работам	Содержание отчета
III Эксперты	Анализ отчета по оценке безопасности	Утверждение отчета по оценке безопасности	Передача на уровень IV	
IV Комиссия оценки безопасности	Ревизия отчета по оценке безопасности Обследования на месте Регрессионный анализ	Заключительный отчет	Заключения по: нормальной или ограниченной эксплуатации, изменению верхних и нижних пределов "принятых" измеренных параметров, ремонтным работам	Уровень дополнительного контроля безопасности плотины

\* Основанный на предопределенных верхнем и нижнем пределах измеренных параметров.

\*\* Основанное на риске и степени опасности.

## Безопасность энергетических сооружений



Рис. 1. Схема действий, выполняемых в соответствии с ситуацией на месте [6]

5. Шелемерные измерения
  6. Деформации
  7. Температура
  8. Поровое давление
  9. Инклинометрия
- и т. д.

Из примеров размещения аппаратуры в каменно-земляных плотинах представляют интерес используемые приспособления для сбора и разделения расходов фильтрации, примеры которых приведены на рис. 2, 3, а так же деформометры в местах, где ожидаются растягивающие напряжения (например, береговые примыкания рис. 2, 4). Детали оснащения аппаратурой инспекционной галереи и измерительной шахты одной из немецких плотин приведены на рис. 5, 6.

Таблица 9

*Сложные случаи и ремонтные работы в британских плотинах из местных материалов [7]*

Факторы	Проблемы	Ремонтные работы
Суффозия грунта – фильтрация	195	111
Устойчивость на сдвиг	61	69
Внешняя эрозия – паводки	93	114
Работа водовыпуска	41	119
Волновые повреждения	17	25
Осадка	95	84
Другие	85	85

Таблица 10

*Мониторинг плотины Wupper [9]*

Измерения	Интервал в измерениях		
	Сутки	Неделя	Месяц
Уровень водохранилища	*		
Осадки	*		
Температура (воздух/вода)	*		
Пьезометр		*	
Напряжения в плотине		*	
Расход воды, отдельные (16 входов)		*	
Расход воды, суммарный (4 водослива)	*		
Уровень грунтовых вод (P1-P26)			*
Геодезические репера			2 года
Перемещение элементов конструкции			1 год
Визуальный контроль плотины	*		

Обзор применяемых способов измерения, достижимая точность, и задачи измерения [8]

Измерительное устройство или метод и достижимая точность измерения	Задачи измерения
Геометрическое и тригонометрическое визирование $m\Delta x = 1,4 \text{ мм}$	Горизонтальное смещение железобетонного каркаса на гребне плотины, основных бермах и низовой пяты (низовая грань)
Обратный отвес $m\Delta x = 0,7 \text{ мм}$	Горизонтальное перемещение или наклон бетонной диафрагмы
Геометрическое высокоточное нивелирование $m\Delta x = \pm 0,4 \dots 0,7 \text{ мм}$	Вертикальные смещения (осадки) бетонной диафрагмы, тела плотины, необводненных секций с башенным водозабором и других частей плотины
Клинометрическое измерение $m\Delta x = \pm 0,06 \text{ мм / м.}$	Определение наклонов бетонной диафрагмы, ее основания и башенного водозабора
Измерение зазора, шва (микрометрический винт с часовым индикатором) $m\Delta x = \pm 0,05 \dots 0,1 \text{ мм}$	Горизонтальное смещение бетонной диафрагмы относительно цемзавесы и перемещения в швах необводненных переходных секций, включая башенный водосброс
Бетонный тензометр (струнный преобразователь) $G = 1 \cdot 10^{-6}$	Определение деформаций в бетонной диафрагме
Датчики давления (струнный преобразователь) $G = 0,5 \%$	Определение давления грунта на бетонную диафрагму
Измерение расхода фильтрации (мерный водослив/ мерный сосуд) $0, 1 \text{ л/с}$	Измерение расхода фильтрации только за бетонной диафрагмой (по секциям) и у низовой пяты
Уровень воды грунтовой и в швах (пьезометры) $\Delta h = \pm 1 \text{ см}$	Сбор данных об уровне грунтовых вод в районе плотины и в горных областях, подверженных оползням
Другие измерения: уровень водохранилища $\pm 1,0 \text{ см}$ , температура $\pm 0,1 \text{ К}$ , дождевые осадки $\pm 1,0 \text{ мм}$	Определение этих активных компонент, воздействующих на деформации и результаты измерений

Оснащенность плотин измерительными устройствами по данным таблиц (15), [2],[10]

Страна	Кол. плотин	Количество плотин по видам наблюдений						Количество измер. устр.	
		Геодезия	Расход-фильтр	Пьезометры	Напр. деформ.	Никлинометр	Температура	макс.	среднее
Румыния	24	24	23	21	11	9	8	803	217
Норвегия	24	16	20	16	7	4	7	339	104
Япония	4	4	4	3	4	-	-	180	126
Итого плотин	52	44	47	77	42	27	31		
То же %	100	85	90	77	42	27	31		

Какие результаты наблюдений следует ожидать от установленной аппаратуры при нормально работающем сооружении? Очевидно, следует ожидать уменьшения во времени фильтрационных расходов, как это видно из рис. 7 и 8. Следует ожидать также затухания перемещений плотины, как это показано на рис. 9, явления разуплотнения в зоне контакта в береговом примыкании (рис. 10), затухания перемещений асфальтобетонной диафрагмы, как это показано на рис. 11.

В докладе польских специалистов [15] обобщен опыт наблюдения за осадками гребня 12 земляных плотин, из которых 10 с экранами и две плотины с глиняным ядром. Пять из 12 плотин построены на скальном основании, две — на скально-аллювиальном и пять — на аллювии. Осадки плотин описываются зависимостями (1) — (4):

$$y = 0,14x^{0,51}, \quad (1)$$

$$y = 0,05x^{0,74}, \quad (2)$$

$$y = 0,63 - 0,57 \ln x^{0,51}, \quad (3)$$

$$y = 0,15x^{0,56}, \quad (4)$$

где  $y$  — осадка в мм/м (на единицу высоты плотины);  $x$  — время в месяцах, отсчитываемое от даты первого наполнения водохранилища. Эти зависимости получены, соответственно, для плотин на скальном основании (1), для плотин на скально-аллювиальном основании (2), для плотин на аллювиальном основании в первые годы эксплуатации (3) и для плотин на аллювии после девяти лет эксплуатации (4). Очертание приведенных зависимостей иллюстрируется авторами на рис. 12.



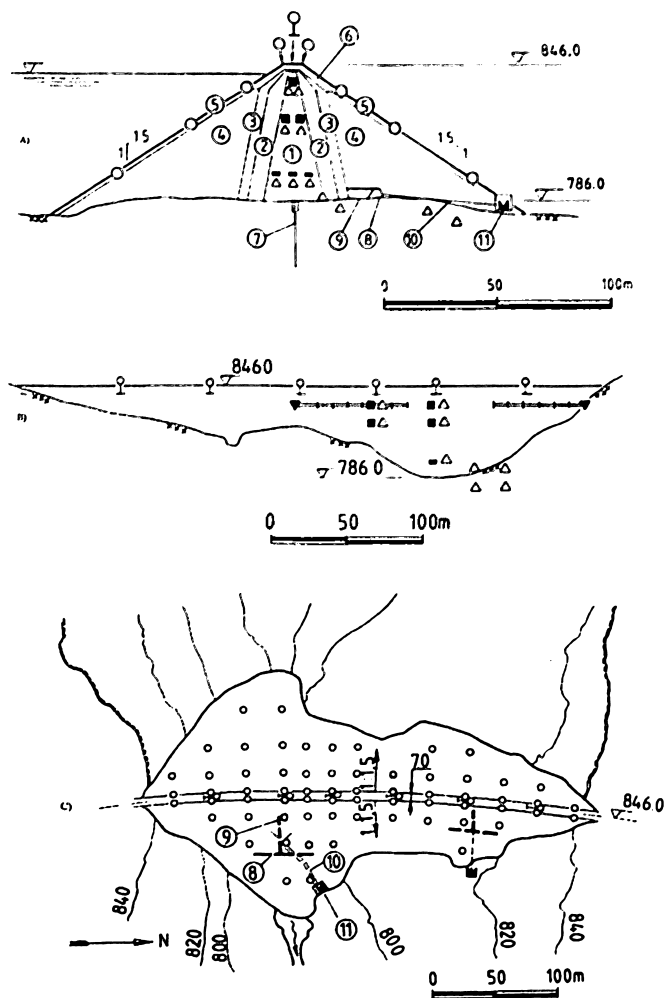


Рис. 2. Плотина Secondary [11]: А — центральное измерительное сечение; В — продольный измерительный профиль; С — план;

- |                                      |  |
|--------------------------------------|--|
| 1 — ядро из морены;                  | 10 — трубопровод;                              |
| 2 — песчано-гравелистый фильтр;      | 11 — измерительная будка;                      |
| 3 — переходная зона;                 |  |
| 4 — упорная призма;                  |  |
| 5 — защита откоса отборными блоками; |  |
| 6 — облицовочные блоки;              |  |
| 7 — цементационная завеса;           |  |
| 8 — фильтрационный барьер;           |  |
| 9 — бетонная стенка;                 |  |
|                                      | ○ Реперная плита                               |
|                                      | ○ Опорная точка                                |
|                                      | △ Пьезометр порового давления                  |
|                                      | ■ Датчики давления грунта, одиночно и розеткой |
|                                      | —●— Труба для измерителя перемещений           |
|                                      | ≡ Экстензометр                                 |

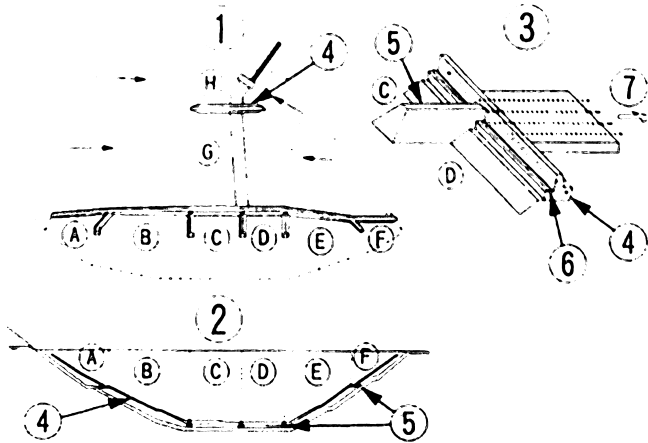


Рис. 3. Предлагаемая измерительная система [12]: 1 — план; 2 — продольный профиль; 3 — детальный вид стенок сбора и разделения фильтрационного потока; 4 — стенка для сбора фильтрации; 5 — стенка для разделения фильтрации; 6 — перфорированная стальная труба; 7 — к системе наблюдений.

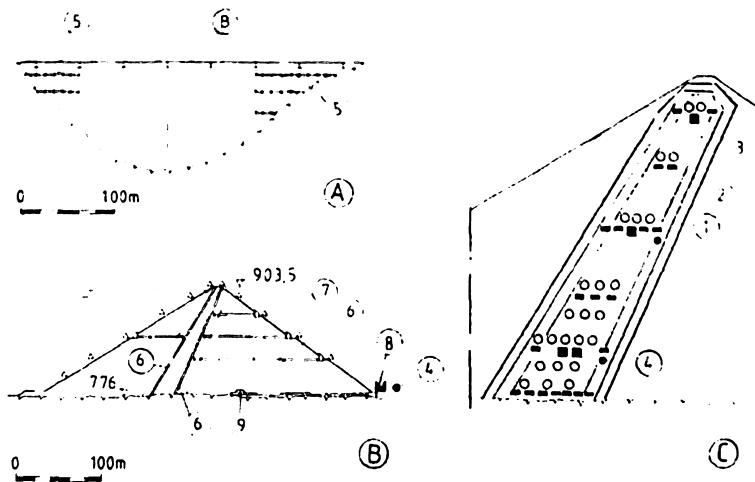


Рис. 4. Детали контрольно-измерительной аппаратуры плотины Svartevann [2]: А. Продольный профиль; В. Основное поперечное измерительное сечение; С. Размещение приборов в ядре. 1 — пьезодинамометр; 2 — грунтовый динамометр, одиночный; 3 — розетка грунтовых динамометров; 4 — датчик температуры; 5 — экстензометр; 6 — инклинометр; 7 — поверхностный репер; 8 — водосливная станция; 9 — барьер фильтрации.

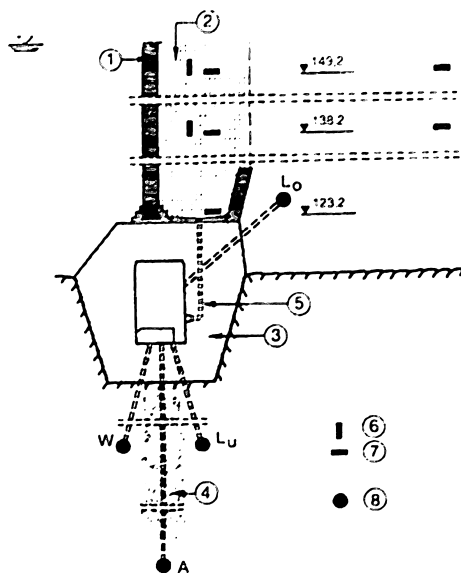


Рис. 5. Плотина Grosse Dhünn. Система мониторинга у диафрагмы и инспекционной галереи [9]: 1 — асфальтобетонная диафрагма; 2 — переходная зона; 3 — отсекающая стенка с инспекционной галереей; 4 — цементационная завеса; 5 — водовыпуски фильтрации; 6 — датчик давления горизонтальный; 7 — датчик давления вертикальный; 8 — пьезометр.

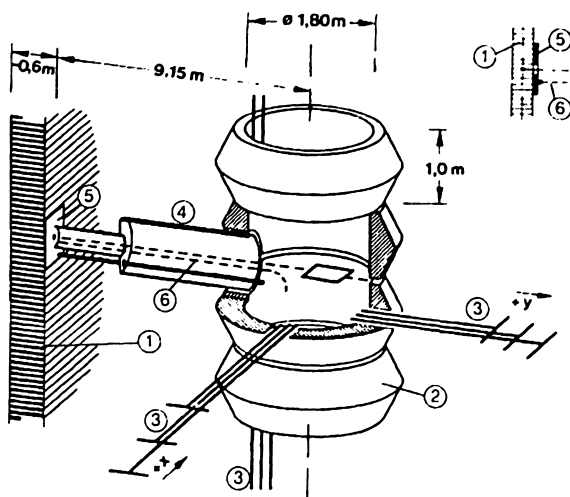


Рис. 6. Плотина Grosse Dhünn. Детали измерительной шахты [9]: 1 — асфальтобетонная диафрагма; 2 — бетонное кольцо; 3 — многостержневой экстензометр; 4 — соединительные трубы; 5 — опорная плита; 6 — двухструнный экстензометр.

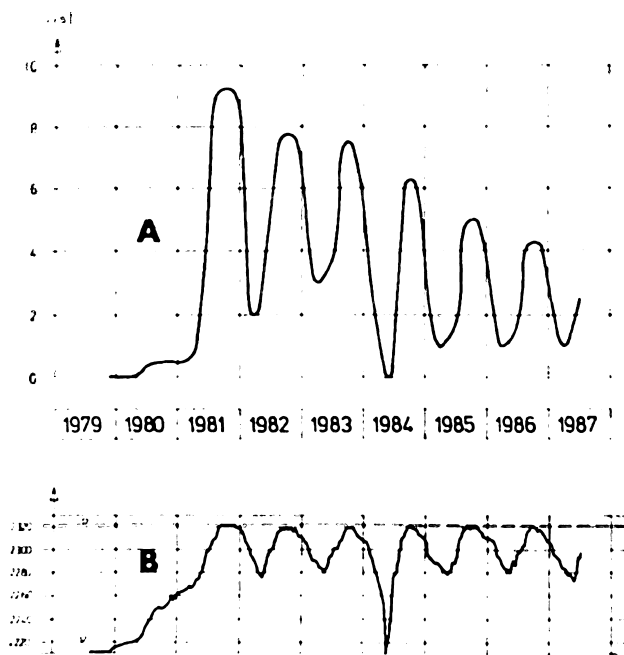


Рис. 7. Изменение расходов в зависимости от уровня воды в водохранилище [14]: А — расход в л/с; В — уровень воды в водохранилище.

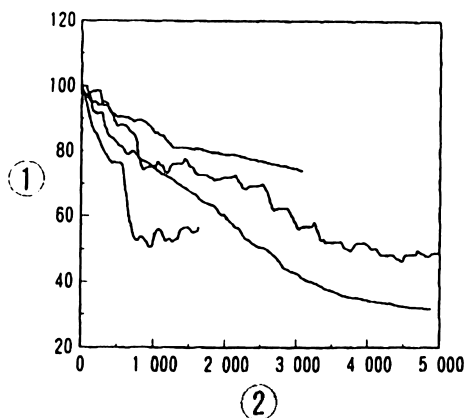


Рис. 8. Изменение расхода фильтрации [12]: 1 — изменение расхода фильтрации (%); 2 — количество дней, отсчитываемое от начальной даты.

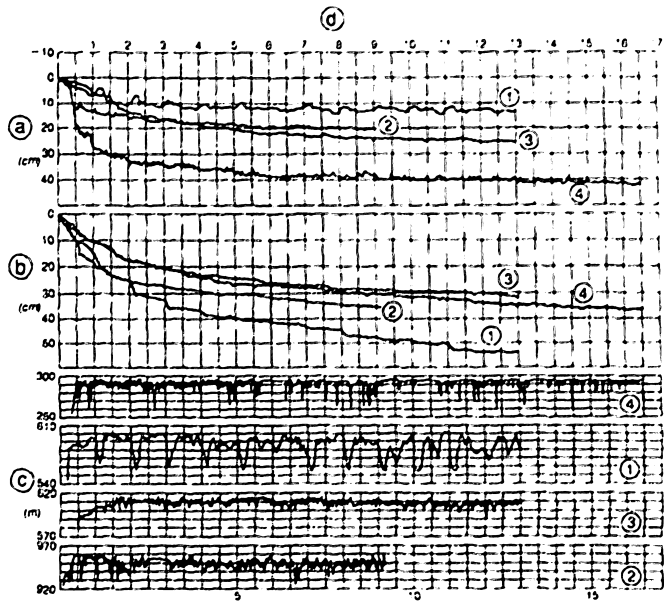


Рис. 9. Изменение во времени перемещения гребня плотины и уровня воды в водохранилище [10]: а — горизонтальное перемещение; б — вертикальное перемещение; в — уровень водохранилища; д — время после завершения возведения плотины; 1 — плотина Shimokotori; 2 — плотина Seto; 3 — плотина Kurokawa; 4 — плотина Kisenyama.

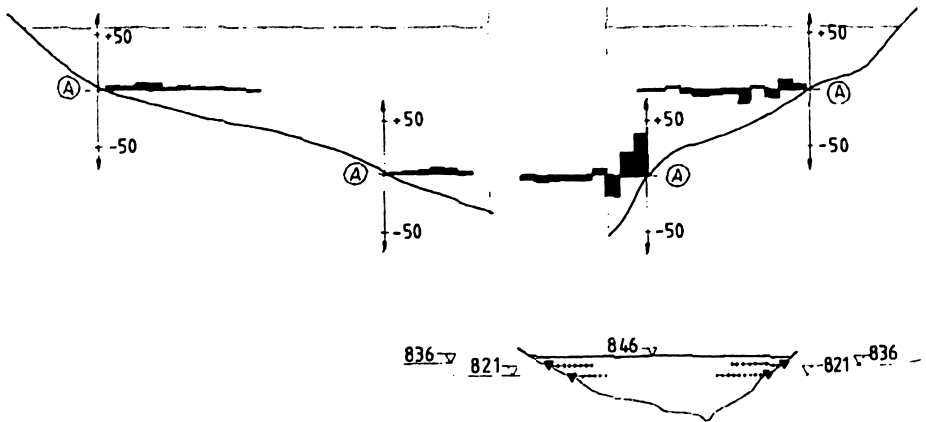


Рис. 10. Эпюра горизонтальных деформаций, измеренных с помощью экстензометров в марте 1984 г. [11]: А — перемещения между анкерами экстензометра, мм.

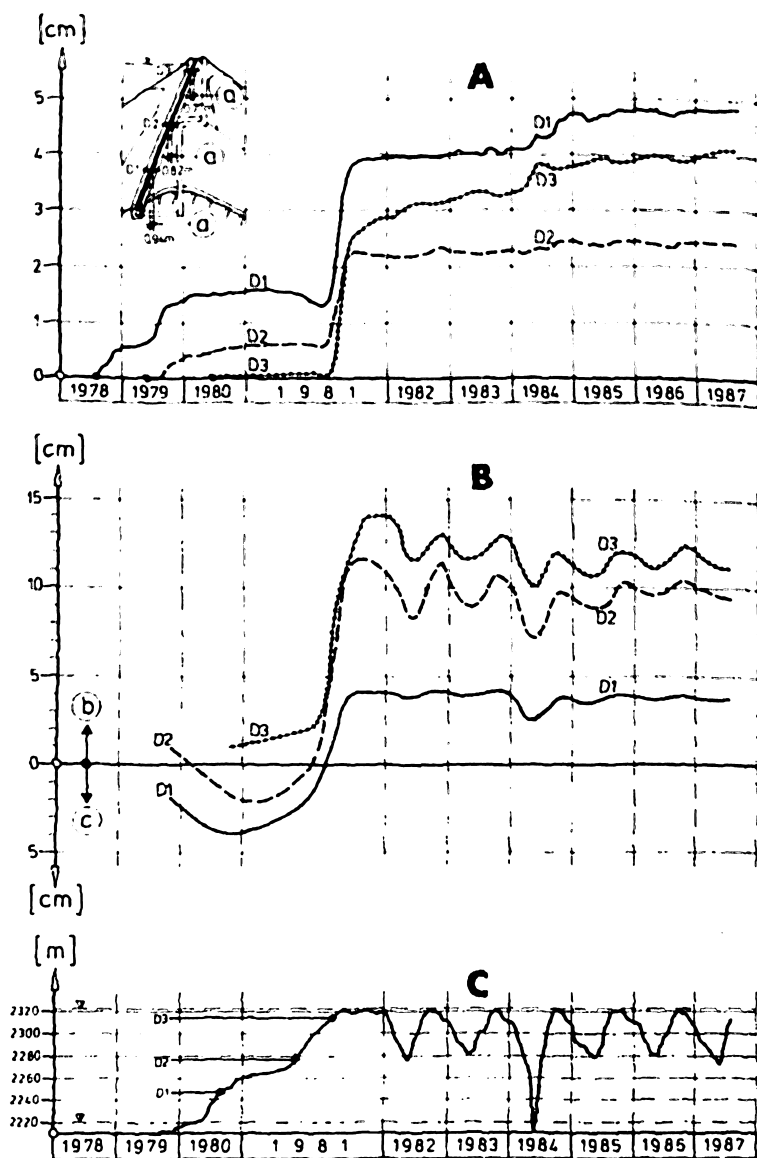


Рис. 11. Наблюдение за расширением асфальтобетонной диафрагмы [14]: А — горизонтальное расширение в D1, D2, D3; В — горизонтальное перемещение низовой грани диафрагмы в D1, D2, D3; С — уровень водохранилища; а — база измерения; b — перемещение к верхнему бьефу; с — перемещение к нижнему бьефу.

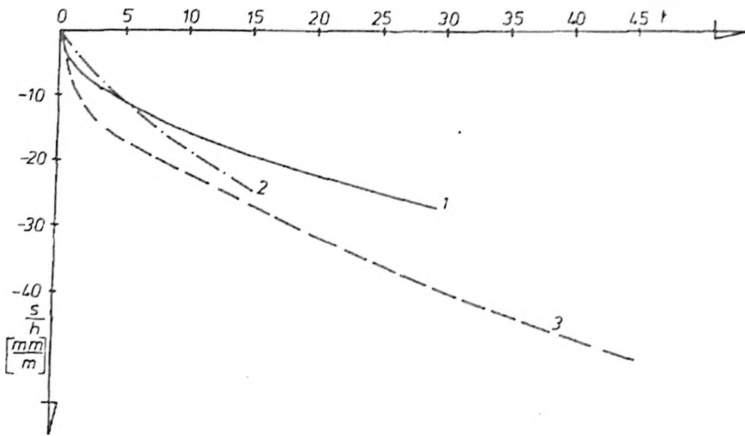


Рис. 12. Кривые осадки гребня земляных плотин [15]: 1 — Плотины, построенные на скале; 2 — плотины, построенные на скально-аллювиальном основании; 3 — плотины, построенные на аллювии;  $s$  — осадка гребня плотины;  $h$  — высота земляной плотины;  $t$  — годы.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Tadahiko Sakamoto, Seizo Takebayashi, Akira Nakamura, Nario Yasuda (Japan) Safety Assessment Based on the Observed Behavior of Zoned Rockfill Dams. XVIII Congress for Large Dams, Durban, 7 – 11 nov. 1994., Q. 68, R. 55.
2. E. Dibiagio, B. Kjaernsli (Norway). Instrumentation of Norwegian Embankment dams. XV Congress for Large Dams, Lauzanne, 24-28 juin 1985, Q. 56, R. 57.
3. W. Schober (Austria) A Study of the Behaviour of Embankment Dams with Diaphragms. XVI Congress for Large Dams, San Francisco, USA, 13-17 june 1988, Q. 61, R. 53.
4. Milos Simek, Jan pretl (Czech Republic) Dam Safety Surveillance in Czech Republic - A Forty-Year Experience of the Authorized Organization. XVIII Congress for Large Dams, Durban, 7-11 nov. 1994 Y., Q. 68, R. 1.
5. Marinescu, D. Stematiu, Al. Constantinescu (Romania) Dam Safety Surveillance - Romanian Waters Authority Experience. XVIII Congress for Large Dams, Durban, 7-11 nov. 1994 y., Q. 68, R. 13.
6. Risto kuusiniemi, Erkki Loukola, Timo Maijala (Finland) Dam Safety Measures in Finland. XVIII Congress for Large Dams, Durban, 7-11 nov. 1994 Y., Q. 68, R. 73.
7. J. A. Charles, P. Tedd, C. E. Wright (Great Britain) Safety Assessment and Legislation for Reservoirs in Great Britain. XVIII Congress for Large Dams, Durban, 7-11 nov. 1994 Y., Q. 68, R. 71.
8. K. Girod, S. Seifert, P. Teichmann, M. Turbing (Germany) Evaluation of Safety of a Rockfill Dam with Concrete Core on the Basis of Measurement, Test, and Calculation Results. XVIII Congress for Large Dams, Durban, 7-11 nov. 1994 Y., Q. 68, R. 6.

9. **J. Renner** (Germany) Experiences in Monitoring Systems for Dams with Impervious Core. XVIII Congress for Large Dams, Durban, 7-11 nov. 1994 Y., Q. 68, R. 4.
10. **Hiroyuki Kisa, Hajime Fukuroi** (Japan) Safety Evaluation of the Deformation Behavior of Rockfill Dams Based on the Long-Term Observation. XVIII Congress for Large Dams, Durban, 7-11 nov. 1994 Y., Q. 68, R. 51.
11. **F. Myrvoll, S. Larsen, A. Sende, N. B. Romslo** (Norway). Field Instrument and Performance Observations for the Vatnedals-Vatn Dams. XV Congress for Large Dams, Lauzanne, 24-28 iuin 1985, Q. 56, R. 56.
12. **Tadahiko Sakamoto, Seizo Takebayashi, Akira Nakamura, Nario Yasuda** (Japan) Safety Assessment Based on the Observed Behavior of Zoned Rockfill Dams. XVIII Congress for Large Dams, Durban, 7-11 nov. 1994 Y., Q. 68, R. 55.
13. **Hong, J. Sohn, G. Bae, K. Na** (Rep. of Korea) A Case Study on Differential Settlement of Rockfill Dam. XVIII Congress for Large Dams, Vienna, 17-21 june 1991 Y., Q. 66, R. 37.
14. **W. Pircher, H. Schwab** (Austria) Design, Construction and Behaviour of the Asphaltic Concrete Core Wall on the Finstertal Dam. XVI Congress for Large Dams, San Francisco, USA, 13-17 june 1988, Q. 61, R. 49.
15. **W. Hrabowski, B. Rzadkowski** (Poland) Behaviour of Earth Dams in Poland during Operation. XVI Congress for Large Dams, San Francisco, USA, 13-17 june 1988, Q. 61, R. 7.

**ОСНОВНЫЕ ФАКТОРЫ, ПРИВОДЯЩИЕ К РАЗВИТИЮ  
АВАРИЙНОЙ СИТУАЦИИ, СВЯЗАННОЙ  
С ВОЗНИКНОВЕНИЕМ ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ ТРЕЩИНЫ  
ОТСЛАИВАНИЯ ПО КОНТАКТУ ТАЛОЙ И МЕРЗЛОЙ ЗОН В  
ТЕЛЕ ОГРАЖДАЮЩЕЙ ДАМБЫ ЗОЛОШЛАКООТВАЛОВ ТЭС**

*Корытова И.В., кандидат техн. наук  
(ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева»)*

Одной из наиболее характерных, но менее изученных аварий намывных золошлакоотвалов (ЗШО) тепловых электростанций РФ, расположенных в регионах с глубоким сезонным промерзанием (районы северной строительно-климатической зоны — ССКЗ — и приравненные к ним районы Сибири и восточной европейской части), является разрушение ограждающей дамбы (первичной, ярусов наращивания) в результате ее интенсивного размыва по сценарию — *развитие горизонтальной трещины отслаивания по контакту талой и мерзлой зон в теле дамбы.*

Золошлакоотвалы располагаются, как правило, на малоценных землях, непригодных для использования в промышленности и сельском хозяйстве [1]. Практически во всех регионах России эти терри-



тории характеризуются неблагоприятными инженерно-геологическими, гидрогеологическими и геокриологическими условиями, а именно: заболоченные и заторфованные территории, затопляемые площади, представленные слабопрочными грунтами (водонасыщенными суглинками текучей и текучепластичной консистенции, торфом и т.п.); закарстованные и сильнотрещиноватые скальные грунты; льдонасыщенные многолетнемерзлые грунты ССКЗ.

На обводненных и заторфованных территориях размещены ЗШО Серовской ГРЭС, ТЭЦ Онежского гидролизного завода, Интинской ТЭЦ, Архангельского и Котласского ЦБК, на просадочных грунтах — ЗШО Алма-Атинской ТЭЦ-2. На многолетнемерзлых основаниях расположены ЗШО Анадырской ТЭЦ и Аркагалинской ГРЭС, в районах распространения островной мерзлоты — ЗШО Магаданской и Интинской ТЭЦ, Воркутинских ТЭЦ-1 и 2, Читинской и Нерюнгринской ГРЭС, Усть-Илимской ТЭЦ и др.

Основания ЗШО, представленные слабыми водонасыщенными грунтами, характеризуются малой несущей способностью, низкой прочностью и длительно затухающими под нагрузкой деформациями. Такие основания типичны для пойменных участков рек. Интенсивный рост нагрузки на слабое основание при возведении дамбы в ускоренные сроки, а также при увеличении толщи намываемых отходов может привести к образованию выпоров грунтов основания дамбы и к значительным по величине и неравномерным по длине напорного фронта ЗШО осадкам.

Намывное сооружение обычно работает в сложных температурно-влажностных условиях. Особенно сильные климатические воздействия испытывают ЗШО в ССКЗ, где в зимний период наблюдаются: образование наледей на надводном откосе намыва ЗШО с промораживанием золошлаковых отложений; промораживание гребня и откосов ограждающей дамбы и др. Глубина сезонного промерзания может достигать для условий Сибири и Дальнего Востока 3,5 м, оказывая существенное влияние на работу ЗШО.

В пределах ССКЗ, занимающей более 65% территории России, наиболее сложными являются *многолетнемерзлые* основания, сложенные сильно льдистыми грунтами, а также неоднородные основания, включающие высокопроницаемые после вытаивания льда прослойки. Территории со сложными инженерно-геокриологическими условиями типичны для пойменных долин рек Сибири и Дальнего Востока, арктических низменностей Северо-Востока России.

Средняя консистенция золошлаковой пульпы системы гидрозолоудаления очень мала ( $T/J = 0,05 - 0,10$ ) и большое количество переме-

щаемой в ней воды оказывает значительное воздействие на основание. Намывные ЗШО являются тепловыделяющими сооружениями по отношению к многолетнемерзлым грунтам основания и грунтовым водам прилегающей территории. Под воздействием тепла отстойного пруда, занимающего, как правило, большую часть площади ЗШО, происходит оттаивание многолетнемерзлых грунтов основания, особенно интенсивное в начальный период эксплуатации накопителя. Оттаивание сильнольдистых грунтов иногда сопровождается значительными по величине и неравномерными осадками, термокарстовыми процессами, а также фильтрационно-суффозионным разрушением грунтов.

Намывные ЗШО характеризует высокая аварийность, достигающая около 40% [1], что существенно превышает аварийность промышленных и гидротехнических сооружений (0,2 %). Практически на каждом отечественном ЗШО зарегистрированы нарушения в работе различной тяжести. Высокая аварийность намывных накопителей связана как с конструктивно-технологическими особенностями этих сооружений, так и с низкой в целом квалификацией обслуживающего персонала [1, 2].

Анализ статистики аварий ЗШО тепловых электростанций России, основанный на материалах по отечественному и мировому опыту возникновения и развития аварийных ситуаций на ЗШО, а также их ближайших аналогах — хвостохранилищах и шламоотвалах горнообогатительной и химической промышленности, накопленных в институтах «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева» и «Механобр», показывает, что наиболее распространенными и имеющими значительные последствия для окружающей среды являются *гидродинамические* аварии, связанные с прорывом напорного фронта сооружения. Такие аварии возникают, как правило, в *ослабленных* зонах ограждающих дамб (местах образования трещин и разуплотнения материала, при внезапных осадках, на контакте талой и мерзлой зон, при переливе воды через гребень и т.п.). Они характеризуются быстрым образованием прорана в теле дамбы (за несколько часов) с одновременным выносом большого количества золошлакового материала (ЗШМ) и техногенной воды за пределы ЗШО.

Различают следующие виды гидродинамических аварий на ЗШО: разрушение ограждающей дамбы или боковой призмы ЗШО при потере статической или динамической устойчивости;

размыв тела ограждающей дамбы при переливе воды через гребень;

разрушение ограждающей дамбы или боковой призмы ЗШО при потере фильтрационной прочности ее тела и основания;

разрушение ограждающей дамбы (первичной, ярусов наращива-

ния) в результате ее интенсивного размыва при образовании горизонтальной трещины отслаивания по контакту талой и мерзлой зон в теле дамбы.

В результате образования *горизонтальной трещины отслаивания по контакту талой и мерзлой зон* в теле дамб ЗШО произошли аварии на ЗШО Воркутинской ТЭЦ-2, Игумновской ТЭЦ, Иркутских ТЭЦ-1 и 11, Кировской ТЭЦ-3, Улан-Удэнской ТЭЦ, ТЭЦ Онежского гидролизного завода и др.

Трехсекционный ЗШО *Воркутинской ТЭЦ-2*, расположенный в ССКЗ на островной мерзлоте, эксплуатируется с 1955г по талому типу, т.е. с допущением *неограниченного* оттаивания многолетнемерзлых грунтов основания отвала. Район характеризуется суровыми климатическими условиями со среднегодовой температурой воздуха  $-6,5^{\circ}\text{C}$ . 29 января 1990 г. произошло обрушение дамбы яруса наращивания секции № 2 от отметки 150,00 до 144,90. Образовавшийся *проран* имел следующие размеры: высота от 3 до 5 м, ширина от 5 до 20 м. Через проран за несколько часов вылилось около 79 тыс. куб.м загрязненной воды и ЗШМ. Причинами аварии согласно акта расследования явились:

приближение отстойного пруда к ограждающей дамбе (при отсутствии на данном участке пляжа надводного намыва);

превышение отметки уровня воды в отстойном пруду предельно-допустимого значения (ПДЗ);

образование трещины между замерзшей верхней и талой нижней частями в теле дамбы.

Пойменный ЗШО *Иркутской ТЭЦ-1* расположен на торфяных отложениях, подстилаемых аллювиальными грунтами. В январе 1980 г. произошел прорыв ограждающей дамбы в зоне отстойного пруда, в результате чего большой объем воды и некоторое количество золошлаков вытекли в прилегающий водоем [3]. В дамбе высотой 5,5 м, выполненной из песчано-гравийной смеси, образовался *проран* шириной по гребню дамбы 25 м. *Проран* по фронту имел треугольное очертание. На фото левого борта прорана (рис. 1а) прослеживается граница мерзлого грунта, приблизительно повторяющая очертание гребня и низового откоса дамбы. Толщина мерзлого грунта составляет около 1,5 м, увеличиваясь несколько на гребне. Уровень воды отстойного грунта до аварии был достаточно высок, его отметка находилась ниже гребня дамбы всего на 1 м. Поверхность воды была покрыта льдом. Перед аварией эксплуатационным персоналом было замечено увеличение расхода фильтрационной воды у подошвы дамбы. Причиной аварии послужило образование трещины по контакту между

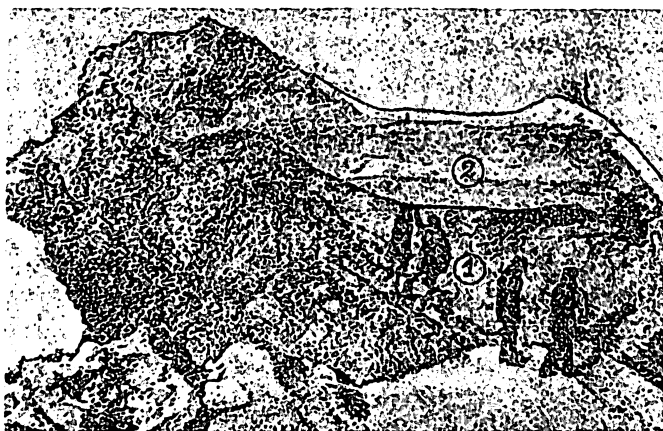
мерзлым грунтом верхней части гребня и низового откоса и талым грунтом нижнего массива тела дамбы. Уровень воды в зимнее время поддерживался в этом месте достаточно высоким, и превышение отметки гребня дамбы над уровнем воды отстойного пруда оказалось меньше глубины промерзания грунта:

$$\nabla H < H_{\text{пром}}, \quad (1)$$

где  $\nabla H = \nabla_{\text{гр}} Д - \nabla_{\text{в}}$ ;  $\nabla_{\text{гр}} Д$  — отметка гребня дамбы;  $\nabla_{\text{в}}$  — отметка уровня воды в отстойном пруду;  $H_{\text{пром}}$  — глубина сезонного промерзания грунта в районе расположения ЗШО.

Схема образования трещины в дамбе при возникновении условия (1) показана на рис. 1б.

а)



б)

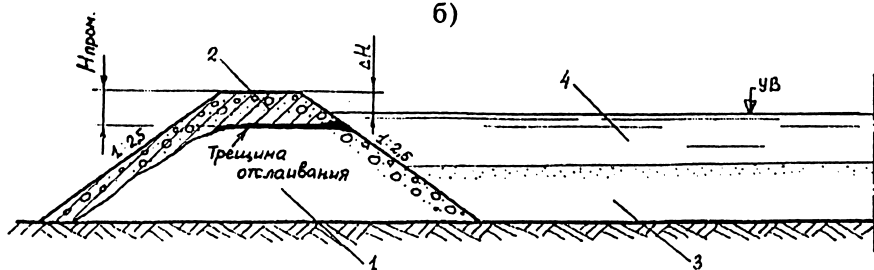


Рис. 1. Ограждающая дамба ЗШО ТЭЦ АО «Иркутскэнерго»: а) — фото левого борта прорана дамбы (январь 1980); б) — схема образования горизонтальной трещины отслаивания по контакту талого и мерзлого грунтов в теле дамбы; 1 — нижняя талая часть дамбы; 2 — верхний слой сезонного промерзания тела дамбы; 3 — зольные отложения в зоне отстойного пруда; 4 — отстойный пруд.

ЗШО Улан-Удэнской ТЭЦ расположен в районе повышенной сейсмичности с резко континентальным климатом (максимальная глубина промерзания почвы к концу зимы достигает 2,7 — 3,0 м). Двухсекционный ЗШО образован ограждающими дамбами из глинистого грунта. Отстойные пруды каждой секции занимали большую часть площади и примыкали к ограждающей дамбе. В результате такого заполнения (по схеме «от берега к дамбе») наиболее мелкие частицы золы откладывалась вблизи дамбы.

5 февраля 1972 г. произошел прорыв дамбы секции № 2 на участке против водосбросного колодца, где дамба имела высоту 12,5 м. Прорыв дамбы произошел почти мгновенно, причем проран имел вертикальные стенки и ширина его составила 40 м [4]. Образовавшийся вал из ЗШМ с водой и льдом подобно селевому потоку устремился вниз по склону и прошел по тальвегу расстояние несколько более 1,5 км. При аварии произошел смыв золошлаковых отложений почти по всей площади секции отвала, всего из ЗШО было вымыто 162 тыс. куб.м золы и шлака (рис. 2).

Причиной аварии, очевидно, послужил высокий уровень воды в отстойном пруде (выше ПДЗ). Как было установлено контрольной геодезической съемкой, превышение гребня дамбы (который оказался ниже проектной отметки) над отметкой верхней шандоры водосбросного колодца составило около 70 см, а поверхность льда отстойного пруда была лишь на 10 — 20 см ниже гребня дамбы. Если предположить, что глубина промерзания грунта составила в феврале около 2 м, то верхняя часть области фильтрации в теле дамбы была заморожена. Поэтому вполне возможно, что имела место сосредоточенная фильтрация по контакту талого и мерзлого грунта, которая и привела к прорыву дамбы. Поскольку ЗШО расположен в сейсмоопасном районе, то не исключено, что на скоротечность аварии мог повлиять сейсмический толчок даже невысокой бальности, нарушивший состояние равновесия тела дамбы.

Строящийся ЗШО ТЭЦ *Онежского гидролизного завода* (ОГЗ) расположен на обводненной территории, образованной илистыми отложениями мощностью до 5 — 10 м, ниже которых распространены глинистые грунты. С целью накопления ЗШМ, необходимого для повышения фильтрационной прочности и статической устойчивости дамбы ЗШО, на секции № 1 проводился намыв ЗШМ по временной экспериментальной схеме. В соответствии с проектом был предусмотрен намыв сплошного пляжа из ЗШМ по всему периметру ограждающей дамбы высотой 4 — 5 м, выполненной из лигнина.



В ночь с 13 на 14 января 2000 г. на ПК 4+30 дамбы в месте, отстоящем на 15 м от оси водосбросного колодца, произошло разрушение дамбы с образованием прорана с вертикальными откосами: высотой — от гребня дамбы до естественной поверхности земли, шириной 6 м [5]. Через образовавшийся проран вытекло около 3 тыс. куб. м техногенной воды и ЗШМ в расположенное поблизости болото. Аварии предшествовал подъем уровня воды в отстойном пруду (выше ПДЗ), который был вызван рядом причин, приведших к понижению водопропускной способности водоотводящего коллектора, а также усиленная фильтрация из-под верхней мерзлой зоны тела дамбы (глубина промерзания лигнина с поверхности составила 0,4 – 0,5 м).

Анализ условий, при которых возникли четыре рассмотренных аварии на ЗШО, расположенных в районах с глубоким сезонным промерзанием грунтов, позволяет выявить *основные факторы*, одновременное воздействие которых может привести к гидродинамической аварии рассматриваемого вида:

приближение отстойного пруда к дамбе;

высокий уровень воды в отстойном пруду, превышающий нижнюю границу мерзлой зоны в теле дамбы (рис. 1б);

возникновение условий для начального отрыва — образование горизонтальной трещины по контакту талой и мерзлой зон в теле дамбы.

Усиление фильтрации воды через развивающуюся трещину приводит к началу процесса интенсивного размыва талых грунтов нижней части дамбы с образованием прорана и обрушением верхнего мерзлого козырька.

Первые два фактора зачастую связаны с нарушением условий эксплуатации ЗШО, когда не соблюдается проектное требование по формированию надводного пляжа намыва *требуемых* размеров по всему периметру ограждающей дамбы при заполнении ЗШО по схеме «от дамбы к пруду», а также по ряду причин поддерживается высокий уровень воды отстойного пруда (например, для предотвращения процесса пыления золы с надводного пляжа; в конечный период заполнения начальной емкости ЗШО или очередного яруса наращивания и т.п.).

Согласно «Рекомендаций по проектированию золошлакоотвалов ТЭС» [6] отметка уровня воды отстойного пруда ЗШО в период эксплуатации не должна превышать ПДЗ, величина которого устанавливается в зависимости от *нормативного* превышения проектной отметки гребня ограждающей дамбы над эксплуатационным уровнем воды или над расчетной отметкой верха волны отстойного пруда, т.е.:

$$[\nabla УВ]_{\text{ПДЗ}} = \nabla_{\text{греб}} Д - \nabla Н , \quad (2)$$

где  $\nabla_{гр} D$  — проектная отметка гребня дамбы;  $\nabla H$  — нормативное превышение проектной отметки гребня дамбы над эксплуатационным уровнем воды или над расчетной отметкой верха волны отстойного пруда.

Для наиболее распространенных в Российской Федерации ЗШО III и IV классов нормативное превышение гребня дамбы над эксплуатационным уровнем воды отстойного пруда составляет  $\nabla H = 0,70 - 1,00$  м. Однако, как показывает опыт эксплуатации намывных ЗШО, расположенных в районах ССКЗ и ряде районов, характеризующихся большой глубиной сезонного промерзания, это превышение  $\nabla H$  оказывается недостаточным для этих условий.

Поэтому при эксплуатации намывных ЗШО по схеме «от берега к дамбе» в зимнее время, особенно в районах с суровыми климатическими условиями и устойчивыми морозами, уровень воды отстойного пруда должен быть ниже гребня ограждающей дамбы на величину, превышающую расчетную глубину максимального сезонного промерзания материала тела дамбы  $[H_{пром.}]^{\max}$  для района расположения ЗШО тепловой электростанции:

$$[\nabla UB]_{плз} = \nabla_{гр} D - [H_{пром.}]^{\max}, \quad (3)$$

Это требование к эксплуатационному персоналу ТЭС направлено на обеспечение безопасной эксплуатации намывных накопителей различных промышленных отходов в зимнее время.

Что касается третьего фактора, обуславливающего развитие этой аварии, то в ССКЗ аварийные ситуации, связанные с развитием интенсивной фильтрации и суффозии в теле грунтовых сооружений, развиваются довольно часто [7]. Талые плотины высотой 5 – 6 м, возведенные из сильно льдистых грунтов, разрушаются в течение первых 1 – 2 лет из-за прогрессирующей фильтрации через их основание и тело. Одной из причин фильтрационного разрушения талых плотин, промерзающих с поверхности, является различие механических свойств талого и промерзшего грунтов, проявляющееся в арочном эффекте, когда скорость осадки сравнительно жесткого промерзшего слоя на отдельных участках оказывается меньше скорости гравитационной осадки подстилающего талого слоя. В результате вблизи подошвы сезонномерзлого слоя образуется система трещин и пустот, являющаяся благоприятным фактором для развития сосредоточенной фильтрации. Резкому увеличению водопроницаемости грунтов талых плотин может способствовать и неравномерная их осадка в послестроительный период. Промерзший с поверхности слой грунта представляет собой довольно жесткую балку коробча-



того сечения, связанную на участках береговых примыканий с грунтами сезонномерзлого слоя. В результате вблизи подошвы промерзшего слоя формируется зона пониженной плотности и, следовательно, более высокой проницаемости грунта.

Таким образом, для возникновения аварийной ситуации, связанной с разрушением ограждающей дамбы ЗШО в результате развития горизонтальной трещины отслаивания, необходимо одновременное воздействие следующих факторов:

1. Воздействие гидростатического давления воды на тело дамбы при непосредственном приближении отстойного пруда к дамбе при отсутствии надводного пляжа намыва золошлаковых отложений.

2. Уровень воды приближенного к дамбе отстойного пруда должен находиться выше по отметкам, чем граница сезонного промерзания тела дамбы, по которой и начинает образовываться начальный отрыв (горизонтальная трещина отслаивания), как показано на рис. 1б.

3. Создание условий для формирования зоны пониженной плотности в теле дамбы (системы трещин-пустот), по которой при воздействии первых двух факторов начинает развиваться горизонтальная трещина отслаивания (например, при внезапной даже незначительной осадке талой части дамбы), по которой и происходит в дальнейшем быстрый размыв грунта нижней части дамбы с образованием прорана и последующим иногда обрушением верхнего сезонномерзлого слоя.

Последнее обстоятельство — возникновение условий для начального отрыва (горизонтальной трещины) по контакту талой и мерзлой частями в теле дамбы ЗШО — проиллюстрируем на описанных выше примерах гидродинамических аварий с учетом конструктивно-технологических особенностей сооружений и инженерно-геологических условий их оснований.

На старом ЗШО *Воркутинской ТЭЦ-2* при возведении дамбы яруса наращивания в ее тело наряду с предусмотренной по проекту «горелой» породой шахтных выработок укладывалась и «негорелая», характеризующаяся произвольными процессами самовозгорания с образованием пустот и каверн, а также мерзлые комья породы со льдом. Возникновению аварийной ситуации, по-видимому, способствовало оттаивание и разуплотнение материала нижней части дамбы под действием тепла воды отстойного пруда многоярусного ЗШО.

Кроме того, к образованию начальной трещины могла привести и неравномерная осадка, как результат оттаивания ранее намывтых и промороженных золошлаковых отложений, послуживших основанием для этой дамбы наращивания. Осадки самого основания ЗШО с учетом почти 40-летнего срока его эксплуатации уже стабилизировались.

Ограждающая дамба ЗШО IV типа Улан-Удэнской ТЭЦ, построенная на всю высоту отвала — 12,5 м, была возведена из глинистого грунта. Сезонные процессы промерзания-оттаивания с гребня дамбы и ее наружного откоса способствовали, по-видимому, также процессам разуплотнения мелкодисперсного и сильно пучинистого глинистого грунта тела дамбы, особенно на границе нулевой изотермы. Известно, что при промерзании тонкодисперсных материалов влага мигрирует к фронту льдовыделения, т.е. к границе промерзания.

На поверхности основания пойменного ЗШО Иркутской ТЭЦ-1 залегают торфяники, подстилаемые аллювиальными отложениями. Неравномерная осадка дамбы, выполненной из песчано-гравийной смеси, могла быть вызвана неоднородными по свойствам грунтами верхней толщи основания ЗШО. Аналогичная картина, по-видимому, наблюдалась и на ЗШО ТЭЦ ОГЗ, где в основании залегают илы мощностью до 5–10 м, подстилаемые глинистыми грунтами.

Таким образом, образование первоначального отрыва — горизонтальной трещины отслаивания — по контакту талой и мерзлой зон в теле дамбы (первичной, яруса наращивания) может происходить из-за:

*неравномерной осадки* (даже незначительной по величине) дамбы, которая может быть вызвана в свою очередь:

*осадкой талой части дамбы*, возникающей в результате укладки в ее тело некондиционного, мерзлого грунта, льда, снега, мусора и пр., а также некачественного уплотнения материала дамбы в период ее строительства;

*осадкой основания дамбы* из-за резко выраженной неоднородности физико-механических свойств грунтов основания (в т.ч. при оттаивании многолетнемерзлых грунтов) или *осадкой намытых золошлаковых отложений*, являющихся также основанием для дамб ярусов наращивания, которая возникает при оттаивании под воздействием тепла отстойного пруда многоярусного ЗШО;

*процессов разуплотнения* мелкодисперсных пучинистых грунтов тела дамбы в результате воздействия сезонного промерзания-оттаивания.

Сценарий рассмотренной аварии с обозначением всех возможных факторов и причин, ее вызывающих, представлен на рис. 3.

Для возникновения *второго* условия аварии, связанной с развитием горизонтальной трещины отслаивания в дамбе ЗШО, при обязательном наличии первого (приближение отстойного пруда к дамбе) необходимо, чтобы:

$$\nabla H < H_{\text{пром.}}, \quad (4)$$

где  $\nabla H = \nabla_{\text{гр.Д}} - \nabla_{\text{ув}}$ .

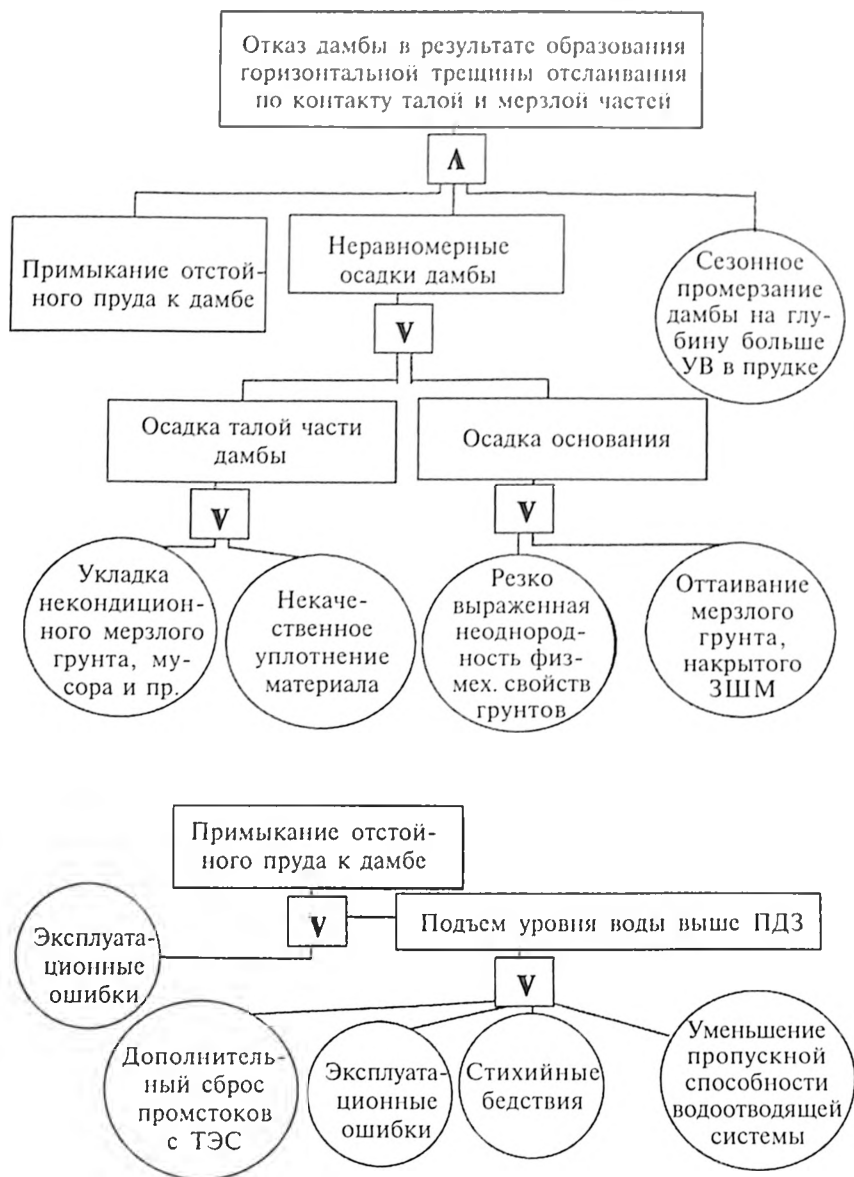


Рис. 3. Сценарий аварии разрушения ограждающей дамбы ЗШО в результате образования горизонтальной трещины отслаивания по контакту талой и мерзлой зон дамбы

∨ — логический символ, обозначающий «и»; ∧ — логический символ, обозначающий «или».

Для возникновения *третьего* условия аварии при обязательном наличии первых двух необходимо, чтобы осадка нижней талой части дамбы совместно с основанием  $S = S_d + S_0$  хотя бы на отдельном ее участке превысила бы некоторую начальную величину  $S_{нач}$ , достаточную для образования горизонтальной трещины отслаивания, т.е.:

$$S \geq S_{нач}, \quad (5)$$

Таким образом, выявление основных факторов, приводящих к гидродинамической аварии по сценарию «разрушение ограждающей дамбы (первичной, ярусов наращивания) в результате ее интенсивного размыва при образовании горизонтальной трещины отслаивания по контакту талой и мерзлой зон в теле дамбы» позволяет прогнозировать возможность возникновения этой аварии, а также разработать математическую модель развития прорана. Это в свою очередь дает возможность более точно задавать исходные данные, определяющие процесс развития прорана в теле ограждающей дамбы для расчета зоны затопления и оценки выноса золошлакового материала из ЗШО.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. **Корытова И.В., Пантелеев В.Г.** Опыт эксплуатации намывных золошлакоотвалов в сложных природных условиях //Флоринский сборник /под ред. Г.Т. Трункова. С.-Пб.: С.-Пб ГТУ. 1999.
2. **Пантелеев В.Г., Чугаева Г.А., Сокуров В.В.** Причины и классификация отказов намывных ЗШО //Сборник научных трудов «Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденсева». т. 231. 1996.
3. **Мелентьев В.А., Зведер А.Л.** Предотвращение разрушения ограждающих дамб золоотвалов в зимнее время. //Электрические станции. № 12. 1982.
4. **Золошлаковые материалы и золоотвалы** /под ред В.А. Мелентьева. М.: Энергия. 1978.
5. **Акт** обследования площадки строительства золоотвала ТЭЦ Онежского гидролизного завода. (февраль 2000 г).
6. **Рекомендации** по проектированию золошлакоотвалов тепловых электрических станций. П 26-85/ ВНИИГ. Л.: 1986.
7. **Оловин Б.А.** Фильтрационная проницаемость вечномерзлых грунтов. Новосибирск. 1993.

## МАТЕМАТИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ ПРОЦЕССА РАЗВИТИЯ АВАРИЙНОЙ СИТУАЦИИ, СВЯЗАННОЙ С ОБРАЗОВАНИЕМ ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ ТРЕЩИНЫ ОТСЛАИВАНИЯ В ТЕЛЕ ОГРАЖДАЮЩЕЙ ДАМБЫ ЗОЛОШЛАКООТВАЛОВ ТЭС

*Корытова И.В. кандидат техн.наук  
(ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева»)*

Разработка математической модели процесса развития аварии — интенсивный размыв ограждающей дамбы (первичной, ярусов наращивания) золошлакоотвалов (ЗШО) тепловых электростанций в результате развития горизонтальной трещины отслаивания по контакту талой и мерзлой зон в теле дамбы — позволяет спрогнозировать во времени процесс развития прорана в теле ограждающей дамбы для расчета зоны затопления и оценки выноса золошлакового материала (ЗШМ) из ЗШО.

Для возникновения аварийной ситуации, связанной с разрушением ограждающей дамбы ЗШО в результате развития горизонтальной трещины отслаивания, необходимо одновременное воздействие следующих факторов:

воздействие гидростатического давления воды на тело дамбы при непосредственном приближении отстойного пруда к дамбе (и отсутствии надводного пляжа намыва золошлаковых отложений);

уровень воды приближенного к дамбе отстойного пруда должен находиться выше по отметкам, чем граница сезонного промерзания тела дамбы, по которой и формируется начальный отрыв (горизонтальная трещина отслаивания):

$$H_{\text{пром}}(\tau_{\text{II}}) > \nabla_{\text{гр.Д}} - \nabla_{\text{ув.}}, \quad (1)$$

где  $H_{\text{пром}}$  — глубина сезонного промерзания грунта в районе расположения ЗШО;  $\nabla_{\text{гр.Д}}$  — отметка гребня дамбы;  $\nabla_{\text{ув.}}$  — отметка уровня воды в отстойном пруду;

создание условий для формирования зоны пониженной плотности в теле дамбы (системы трещин-пустот), по которой при воздействии первых двух факторов начинает развиваться горизонтальная трещина отслаивания (например, при внезапной даже незначительной *осадке* талой части дамбы), по которой и происходит в дальнейшем быстрый размыв грунта нижней части дамбы с образованием прорана и последующим обрушением верхнего сезонномерзлого слоя.

Математическое описание основных физических механизмов, приводящих к образованию горизонтальной трещины отслаивания (т.е. к возникновению этой аварийной ситуации), включает:

прогноз скорости движения фазовой границы в теле дамбы  $H_{\text{пром}}(\tau)$  под воздействием климатических условий района размещения ЗШО;

прогноз величины возможной осадки  $S_{\text{нач}}$  в теле и основании дамбы ЗШО.

Промерзание — оттаивание влажных грунтов, а также золошлаковых отложений является сложным, пока не достаточно хорошо изученным термодинамическим процессом, протекающим в неоднородной капиллярнопористой среде. Задача о динамике этого процесса (задача Стефана) относится к числу наиболее сложных задач математической физики. Ее основная трудность — необходимость учета изменения агрегатного состояния и теплофизических характеристик среды. Возможны две постановки задачи о промерзании (оттаивании) грунтовой среды (без учета массопереноса, вызванного перемещением влаги) в зависимости от того, будет происходить фазовый переход грунтовой влаги при температуре фазовых переходов  $t_{\text{ф}}$  или в спектре температур:

1. Постановка задачи с образованием *границы* раздела фаз.

Она справедлива для крупнодисперсных грунтов, в которых влага замерзает (оттаивает) при  $0^{\circ}\text{C}$ . Теплофизические характеристики такого грунта в каждой из зон (мерзлой и талой) постоянны и меняются скачкообразно при переходе через фазовую границу. На границе фазового перехода происходит выделение (поглощение) скрытой теплоты фазового перехода.

Задача сводится к решению системы дифференциальных уравнений теплопроводности Фурье в талых и мерзлых зонах грунтовой среды с условием Стефана на движущейся границе фазовых переходов. Задача решается численными методами.

2. Постановка задачи с учетом спектра фазовых превращений грунтовой влаги (с образованием *зоны* фазовых переходов).

Теплофизические свойства тонкодисперсного грунта при переходе через фазовую границу также меняются скачкообразно, однако в промерзающей (оттаивающей) зоне они существенно зависят от температуры.

Данная задача, математически сформулированная А.Г. Мартыновым, является дважды нелинейной, так как к нелинейности за счет движущейся нулевой изотермы добавляется зависимость теплофизических характеристик от температуры. Выработаны два прин-

ципиально различных подхода к ее решению: методы с явным выделением фазовой границы и методы сквозного счета [1].

Таким образом, прогноз динамики глубины промерзания тела грунтовой дамбы  $H_{\text{пром}}(\tau)$  со стороны ее гребня и наружного откоса под влиянием климатических условий района размещения ЗШО должен осуществляться на основе уравнения нестационарной теплопроводности Фурье с учетом фазовых переходов (задача Стефана).

Ю.А. Попов на основе системного исследования всего технологического комплекса по возведению *намывных* гидротехнических сооружений [2] разработал серию математических моделей образования технологической мерзлоты, сезонной мерзлоты, оттаивания замкнутой сезонной мерзлоты с учетом дискретности гидромеханизированного способа возведения намывных сооружений. Данные задачи решаются методом тепловых потоков (температурных эквивалентов), справедливым для дренирующих грунтов, в которых при их промерзании вся влага замерзает при  $0^{\circ}\text{C}$ . Широкое распространение данного метода в инженерных расчетах позволяет воспользоваться им для решения поставленных задач по прогнозу скорости движения границы промерзания в теле ограждающей дамбы ЗШО [3].

Прогноз величины возможной осадки нижней *талой части дамбы*  $S$ , возникающей в результате укладки в ее тело некондиционного мерзлого грунта, льда, снега, мусора и пр., а также некачественного уплотнения материала дамбы в период ее строительства; из-за осадки *основания дамбы* вследствие резко выраженной неоднородности физико-механических свойств грунтов основания или осадки *намытых золошлаковых отложений*, являющихся также основанием для дамбы яруса наращивания, осуществляется методом послойного суммирования, который рекомендован СНиП 2.02.02-85 «Основания гидротехнических сооружений» [4] и СНиП 2.02.04-88 «Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах» [5].

Величина осадки *оттаивающей толщи* грунтов основания первичной дамбы ЗШО или намытых золошлаковых отложений, являющихся основанием для дамб ярусов наращивания, традиционно определяется в два этапа: сначала рассматривается процесс оттаивания мерзлого материала (грунта, ЗШМ), а затем оценивается величина ожидаемой осадки.

При этом глубина оттаивания мерзлой толщи материала основания дамбы под действием тепла воды отстойного пруда ЗШО определяется по формуле Л.С. Лейбензона для задачи Стефана [6].

Для возникновения *второго* условия аварии, связанной с развитием горизонтальной трещины отслаивания в дамбе ЗШО, при обязательном наличии *первого* (приближение отстойного пруда к дамбе) необходимо, чтобы:

$$\nabla H < H_{\text{пром}} \quad (2)$$

где  $\nabla H = \nabla_{\text{гр}} D \cdot \nabla_{\text{..}}$

Для возникновения третьего условия аварии при обязательном наличии первых двух необходимо, чтобы осадка нижней талой части дамбы совместно с основанием  $S = S_{\text{д}} + S_{\text{о}}$  хотя бы на отдельном ее участке превысила некоторую начальную величину  $S_{\text{нач}}$ , достаточную для образования горизонтальной трещины отслаивания, т.е.:

$$S \geq S_{\text{нач}} \quad (3)$$

Выполнение условий (2) и (3) позволяет определить *местоположение* горизонтальной трещины отслаивания. Ее размеры определяются, главным образом, величиной осадки нижней талой части дамбы, т.е. неоднородностью физико-механических свойств грунтов тела и основания дамбы, но для начала развития аварийной ситуации трещине достаточно иметь толщину 1,0 – 1,5 см.

Сам процесс развития прорана в талой нижней части дамбы может быть описан по формулам гидравлики [7, 8]:

в начале процесса — для короткой напорной трубы;  
далее — как для безнапорного потока.

Ниже приведена математическая формулировка задачи, описывающей процесс разрушения ограждающей дамбы ЗШО по этому сценарию.

Дифференциальная краевая задача по определению динамики промерзания материала тела дамбы (для одномерной схемы)  $H_{\text{пром}}(\tau)$  представляется в виде:

1.  $C_{\text{т,м}} \partial t_{\text{т,м}} / \partial \tau = \partial / \partial y (\lambda_{\text{т,м}} \partial t_{\text{т,м}} / \partial y)$
2.  $\lambda_{\text{м}} \partial t_{\text{м}} / \partial y |_{y=\xi+0} - \lambda_{\text{т}} \partial t_{\text{т}} / \partial y |_{y=\xi-0} = \varepsilon \omega \rho_0 d \xi / dt$
3.  $t_{\text{т,м}}(y, \tau_{\text{н}}) = \psi(y)$
4.  $\lambda_{\text{т,м}} \partial t_{\text{т,м}} / \partial y = [\theta \varepsilon - R - LE/\alpha - t_{\text{т,м}}(0, \tau)] / [1/\alpha + \delta_{\text{сн}}(\tau) \lambda_{\text{сн}}(\tau)]$
5.  $t_{\text{м}}(H, \tau) = t^*$

где: «т, м» — индексы, относящиеся соответственно к талому и мерзлому материалу;  $C$  — объемная теплоемкость, Вт ч/кг град;  $\lambda$  — коэффициент теплопроводности, Вт /м град;  $\xi$  —



подвижная граница промерзания, м;  $\tau$  — текущее время, ч;  $\varepsilon$  — скрытая теплота фазового перехода, Вт ч/кг;  $\omega$  — весовая влажность, доли ед.;  $H$  — расстояние от поверхности земли до точки, в которой сезонные колебания температуры грунта близки к 0 град.;  $t^*$  — температура грунта на глубине  $H$ , град.;  $\delta_{\text{сн}}$ ,  $\lambda_{\text{сн}}$  — толщина и коэффициент теплопроводности снега;  $\psi(y)$  — распределение температурного поля в теле дамбы и ее основании к началу зимнего периода, град.;  $\alpha$  — коэффициент теплообмена: материал тела дамбы — воздух, Вт/м град.;  $\theta_z(\tau)$  — годовое колебание среднесуточной температуры воздуха, град.;  $R$  — радиационный баланс, Вт/м<sup>2</sup>;  $LE$  — затраты тепла на испарение, Вт/м<sup>2</sup>.

Задача решается методом тепловых потоков (температурных эквивалентов), справедливым для дренирующих грунтов, в которых при их промерзании вся влага замерзает при 0°C [2].

Если в какой-то момент времени  $\tau = \tau_n$  для величины  $H_{\text{пром}}(\tau)$  начинает выполняться условие (2), т.е.

$$H_{\text{пром}}(\tau_n) > \nabla_{\text{г.р.д.}} - \nabla_{\text{ув.}},$$

то далее следует проверить возможность образования начального отрыва по контакту верхней мерзлой частью дамбы и ее нижним талым массивом.

Для этого необходимо выполнение условия (3), когда:

$$S \geq S_{\text{нач.}}$$

где  $S_{\text{нач.}} = 1,0 - 1,5$  см.

В соответствии с требованиями СНиП 2.02.02-85 [4] осадка дамбы определяется по методу послойного суммирования в пределах сжимаемого слоя  $H_0$  по формуле:

$$S = \sum_{i=1}^n \sigma_{z,y,i} * h_i / E_{s,i}, \quad (5)$$

где  $\sigma_{z,y,i}$  — напряжение в середине  $i$ -го слоя на глубине  $z$  от бытового давления на отметке подошвы сооружения;  $h_i$  — толщина  $i$ -го слоя материала тела дамбы и/или основания;  $E_{s,i}$  — модуль деформации  $i$ -го слоя материала;  $n$  — число слоев, на которое разбивается сжимаемая толща основания  $H_0$ .

Определение величины возможной (максимальной) осадки основания и нижней талой части дамбы  $S$  за счет сжимаемости под собственным весом и при оттаивании мерзлой толщи материала основания дамбы (грунта или ЗШМ) производится по формуле [6]:

$$S = \sum_{i=1}^n A_0 h_i + \sum_{i=1}^n \delta h_i, \quad (6)$$

где  $n$  — число слоев, на которое разбивается основание в расчетной зоне;  $A_0$  — коэффициент оттаивания грунта;  $h_i$  — толщина  $i$ -ого слоя;  $\delta_i$  — значение относительной осадки  $i$ -ого слоя под нагрузкой.

При этом глубина оттаивания мерзлой толщи материала основания дамбы  $\Sigma h_i$  под действием тепла воды отстойного пруда ЗШО на момент времени  $\tau = \tau_n$  определяется по формуле Л.С. Лейбензона [6]:

$$h_{отт} = \beta \sqrt{\tau}, \quad (7)$$

где  $\beta$  — размерный коэффициент ( $\text{м}/\text{с}^{0.5}$ ), определяемый по формуле:

$$\beta = 1 / (Q \rho_w \omega_c) \{ -\lambda_w |t_0 - t_\phi| / (\pi a_w)^{0.5} \cdot \{ [\lambda_w |t_0 - t_\phi| / (\pi a_w)^{0.5}]^2 + 2 Q \lambda_w \rho_w \omega_c |t_\phi - t_c| \}^{0.5} \}.$$

где  $t_0$  — средняя начальная температура грунтов основания при  $\tau = 0$ ;  $t_\phi$  — температура фазовых переходов в грунте или ЗШМ;  $t_c$  — средняя температура воды в отстойном пруду;  $a_w$  — коэффициент температуропроводности грунта или ЗШМ в мерзлом состоянии;  $Q = 335,2$  кДж/кг — скрытая теплота фазовых переходов воды;  $\rho_w$  — плотность мерзлого грунта или ЗШМ;  $\omega_c$  — естественная суммарная влажность грунта или ЗШМ.

Данная математическая модель (4) — (7) позволяет определить возможность возникновения и *местоположение* начального отрыва горизонтальной трещины отслаивания в теле дамбы, что позволяет более точно спрогнозировать во времени границы и размеры образующегося при гидродинамической аварии прорана.

*Определение размеров и времени образования прорана в дамбе ЗШО*

Процесс дальнейшего развития прорана может быть описан с помощью зависимостей, приведенных в [8]. В качестве допущения примем, что развитие прорана происходит равномерно.

В данном случае развитие прорана в дамбе ЗШО происходит по типу глубинного напорного туннеля (рис. 1). С точки зрения гидравлики он работает как короткая напорная труба, скорость потока смеси воды и ЗШМ  $v_{пр}$  определяется по зависимости:

$$v_{пр} = \mu (2g \times Z_0)^{0.5}, \quad (8)$$

где  $\mu$  — коэффициент расхода:  $\mu = 1 / (1 + \Sigma \xi)^{0.5}$ ;  $Z_0$  — напор над центром выходного сечения.

Для развития аварийной ситуации — начала размыва нижней талой части дамбы — скорость потока  $v_{пр}$  при его движении через образовавшуюся трещину по величине должна превосходить максимальную неразмывающую скорость [9] (таблица 1).

Таблица 1

Наименование материала	Максимальная неразмы- вающая скорость, м/с
Пыль, ил	0,15 - 0,20
Песок	0,20 - 0,60
Золошлаковый материал	0,15 - 0,40
Гравий	0,60 - 1,20
«Горелая» порода шахтных выработок	-«-
Супесь и суглинков	0,70 - 1,0
Глина	1,0 - 1,80

Как только поток воды (в смеси с ЗШМ) отрывается от верхнего мерзлого козырька дамбы (слоя сезонного промерзания), он превращается в безнапорный поток и его расход определяется по формуле:

$$Q = mb\sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2}, \quad (9)$$

где  $H_0$  — напор над дном прорана;  $m$  — коэффициент водослива;  $b$  — ширина трещины.

Расчет развития прорана рекомендуется проводить в следующем порядке [7, 8]:

1. Определяются расход и скорость потока, соответствующие начальному напору  $Z_0$ .

2. Задаются приращения «начальной трещины» в глубину и ширину  $\Delta u$  и  $\Delta b$  (рис. 1); с учетом этих приращений новые размеры трещины определяются:

$$\text{глубина } y_i = y_{i+1} + \Delta u;$$

$$\text{ширина } b_i = b_{i+1} + \Delta b;$$

$$\text{длина } l_i = (m + n) y_i + l_0;$$

где  $m, n$  — заложения внешнего и внутреннего откосов дамбы;  $l_0$  — ширина гребня дамбы.

3. По формулам (8) и (9) определяются скорость и расход потока через увеличивающуюся трещину  $Q_i$  и  $v_i$ :

$$Q_i = v_i \times \omega$$

где  $\omega$  — площадь живого сечения образовавшейся трещины.

4. По зависимостям В.С. Кнороза [9] определяется неразмывающая скорость  $v_{нр}$  для средневзвешенного диаметра частиц грунта дамбы  $d_{ср}$ .

5. Определяется транспортирующая (размывающая) способность потока:

для донных наносов (по формуле И.И. Леви):

$$\mu_1 = 0.002 \{v_1 / (g d_{cp})^{1.5} \} (1 - v_{np} / v_1) (d_{cp} / h)^{1.25}, \quad (10)$$

для взвешенных наносов (по формуле В.С. Кнороза):

$$\mu_1 = 1/100 \{ (v_1 - v_{np}) / 3W_0 \}^2 (d_{cp} / R)^{1.6}, \quad (11)$$

где  $R$  — гидравлический радиус потока.

6. По вычисленному расходу и транспортирующей способности потока определяется время размыва заданного в п. 1 приращения «трещины»:

$$\nabla t_1 = 2\rho_{cp} \nabla W_1 / \mu_1 Q, \quad (12)$$

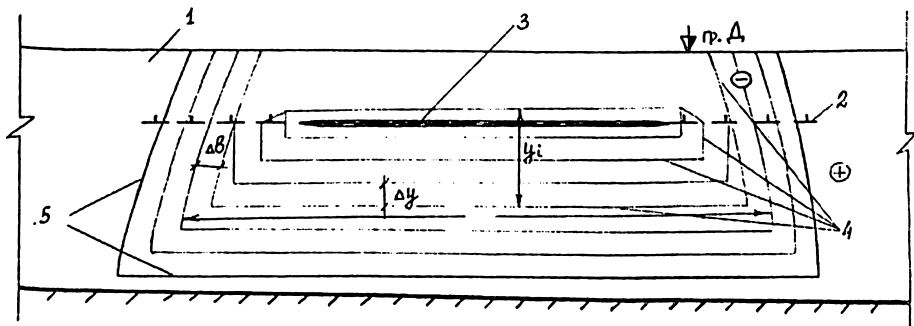
где  $\rho_{cp}$  — средняя плотность грунта дамбы в сухом состоянии;  $\nabla W_1$  — увеличение объема «трещины».

7. Определяется объем частичного опорожнения отстойного пруда ЗШО за период  $\nabla t_1$ :

$$\nabla V_1 = Q_1 \nabla t_1, \quad (13)$$

8. По графику зависимости объема отстойного пруда  $V$  от уровня воды в нем определяются понижение уровня воды и новый напор.

Путем геометрических построений определяются новые размеры сечения увеличенной трещины — прорана — (рис. 1) и расчет повторяется.



**Рис. 1.** Схема развития прорана в теле ограждающей дамбы ЗШО: 1 — тело дамбы; 2 — граница сезонного промерзания материала дамбы; 3 — начальная трещина отслаивания по контакту талой и мерзлой зон; 4 — границы увеличивающегося прорана; 5 — окончательный контур прорана.

Ниже приведен расчет развития прорана по этой математической модели (4 — 13) на примере запроектированной ограждающей дамбы секции № 3 золошлакоотвала ТЭС-1 Архангельского ЦБК [10].

Ограждающая дамба секции № 3 по проекту расширения ЗШО («Архгипробум») будет возведена из ЗШМ на намывных илистых отложениях бывшего илоосадконакопителя (ИОН) АЦБК с примесью намывного ЗШМ. Общая мощность отложений составляет около 4 м. Ниже в основании бывшего ИОН повсеместно распространены болотные (торфяные) отложения с насыпными грунтами из ЗШМ, песка и суглинка, которые подстилаются коренными суглинками текучепластичной консистенции. Схема запроектированной дамбы для поперечного сечения 1—1 или 2—2 (створ 1) представлена на рис. 2.

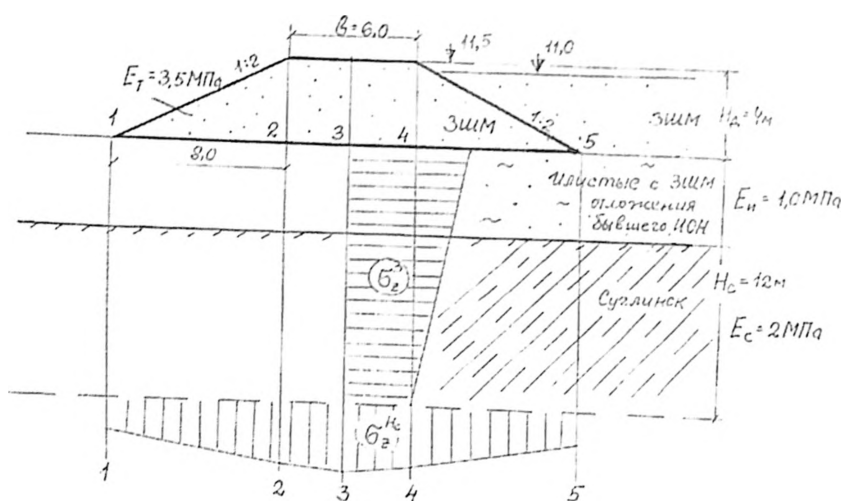


Рис. 2. Схема поперечного сечения первичной дамбы секции № 3 АЦБК на территории бывшего ИОН (к расчету осадок)

Как показал опыт эксплуатации этого ЗШО, зимой на его надводном откосе отсутствуют наледи, а золошлаковые отложения находятся в основном в талом состоянии. Ледяной покров в отстойном пруду формируется на относительно непродолжительное время (три зимних месяца), максимальная толщина льда составляет 40 — 50 см.

Результаты расчетов по прогнозу глубин сезонного промерзания ЗШМ, уложенного в тело рассматриваемых дамб,  $H_{\text{пром}}(\tau)$ , полученные по программе на ЭВМ, разработанной для математической модели (4), приведены на графике рис. 3. В расчете приняты следующие физические и теплофизические характеристики ЗШМ: плотность материала в сухом состоянии —  $0,85 \text{ т/м}^3$ ; весовая влаж-

ность — 0,30; коэффициенты теплопроводности  $\lambda_{\tau} = 0,40$  Вт /м град;  
 $\lambda = 0,87$  Вт /м град; объемная теплоемкость  $C_{\tau} = 0,35$  Вт ч/кг град;  
 $C_M = 0,23$  Вт ч/кг град.

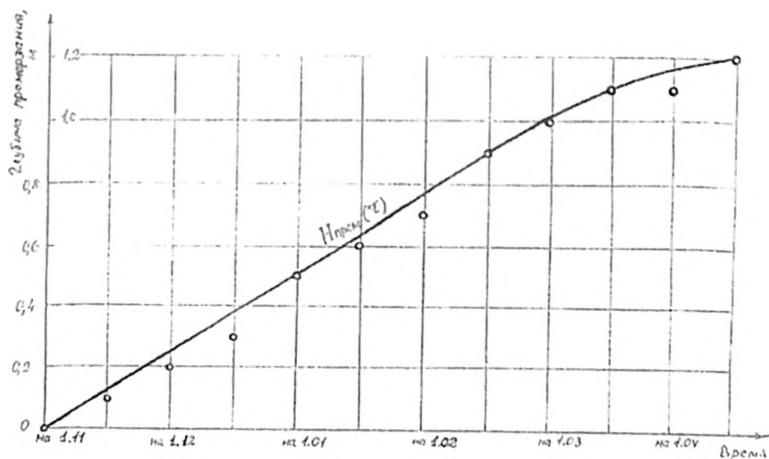


Рис. 3. График сезонного промерзания ЗШМ, уложенного в тело дамбы ЗШО АЦБК

Для начала развития аварийной ситуации необходимо, чтобы отстойный пруд начал примыкать к дамбе (хотя бы на отдельном участке) и выполнялось условие (1):  $H_{\text{пром}}(\tau_{\text{II}}) > \nabla_{\text{гр}} D - \nabla_{\text{ув}}$ , что возможно при  $\nabla_{\text{ув}} > \nabla_{\text{гр}} D - H_{\text{пром}}(\tau_{\text{II}})$ .

При  $\nabla_{\text{гр}} = 11,50$  и  $\nabla_{\text{ув}} = 10,40$  (предельно допустимое значение) — развитие аварийной ситуации также возможно.

Когда  $H_{\text{пром}}(\tau_{\text{II}}) > \nabla_{\text{гр}} D - \nabla_{\text{ув}} = 1,10$ , условие (1) начинает выполняться.

Далее следует оценить возможность образования начального отрыва — образования горизонтальной трещины отслаивания — по условию (2):  $S \geq S_{\text{нач}}$

Расчетные характеристики материала дамбы, а также ее основания равны:

для тела дамбы  $E = 3,5$  МПа,  $\rho_d = 1,0$  Т/М<sup>3</sup>,  $\omega_{\text{орг}} = 35 - 40\%$ ;

для намывных иловых и золошлаковых отложений (основания дамбы)  $E = 1,0$  МПа;

для грунтов основания бывшего ИОН, представленных насыпными песками, ЗШМ и суглинком текучепластичной консистенции  $E = 2,0$  МПа.

Соответственно, для центрального сечения дамбы 3 – 3 ( рис. 2):  
бытовое давление

$$P_d = \rho_d \times H_d = 1,01 \times (1 + 0,38) \times 4,0 \times 9,81 = 54,1 \text{ кПа} = 0,054 \text{ МПа} ,$$

$$\sigma_{z,r,i} = (\sigma_{z,тр,l} + \sigma_{z,пр} + \sigma_{z,тр,p}) \times P_d = (0,130 + 0,310 + 0,130) \times 0,054 = 0,031 \text{ МПа}$$

Тогда конечная осадка дамбы, складывающаяся из осадки тела дамбы и осадки основания общей мощностью  $H_c = 12 \text{ м}$  , для центрального сечения дамбы 3 – 3 будет равна:

$$S = 0,054 \times 4,0/2/3,5 + (0,054 + 0,046) \times 4,0/2/1 + (0,046 + 0,031) \times 8,0/2/2 = 0,031 + 0,200 + 0,154 = 0,385 \text{ м}, \text{ что составляет около } 10 \% \text{ от высоты дамбы.}$$

Расчет конечной осадки дамбы при максимальной отметке заполнения секции ЗШМ — 11,0 м и для выбранных пяти наиболее характерных сечений дамбы сведен в табл. 2.

Таблица 2

Данные к расчету осадок дамбы секции № 3 ЗШО ТЭС-1 АЦБК

Вертикаль	Треугольная нагрузка слева		Прямоугольная нагрузка		Треугольная нагрузка справа		$\Sigma \sigma_{z,r,i}$ МПа	S м
	рис. 3	y/b <sub>1</sub>	$\sigma_{z,r,i}$ , МПа	y/b	$\sigma_{z,r,i}$ , МПа	y/b <sub>2</sub>		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0	0,145	1,83	0,100	2,75	0,040	0,285	0,045
2	1,00	0,134	0,50	0,280	1,75	0,103	0,517	0,375
3	1,37	0,130	0	0,310	1,37	0,130	0,570	0,385
4	1,75	0,103	0,50	0,280	1,00	0,134	0,517	0,355
5	2,75	0,040	1,83	0,100	0	0,145	0,285	0,313

Таким образом, в период эксплуатации секции №3 возникновение аварийной ситуации возможно при условии, когда отстойный пруд приближен к дамбе и *уровень воды* в нем  $\nabla_{уб}$  достигает отметки, близкой к предельно допустимой (ПДЗ) 10,40 м. В этом случае *трещина отслаивания* может начать развиваться на отметке 10,30 м.

Начальная скорость потока  $v_{np}$  смеси воды и ЗШМ при его движении через образовавшуюся трещину при начальном напоре  $Z_0 = 0,10 \text{ м}$  будет равна  $v_{np} = 0,87 \text{ м/с}$ , что превышает неразрывающую скорость для ЗШМ 0,15 – 0,40 м/с (табл. 1). Следовательно, начальная трещина будет увеличиваться до формирования прорана окончательных размеров.

*Расчет развития прорана в теле первичной дамбы*

Отстойный пруд глубиной около 1,55 м и объемом 31,5 тыс.м<sup>3</sup> местами примыкает к дамбе. Первоначальные размеры горизонтальной трещины отслаивания: длина — 3,0 м; ширина — 0,05 м.

## Мониторинг и безопасность сооружений

В табл. 3 и на рис. 4 и 5 представлены результаты расчетов по прогнозу развития прорана во времени по формулам (9 – 13) с использованием метода итераций. Для этого скорость и расход потока определяются как средние за период  $\nabla t$  по начальным и конечным размерам прорана.

Таблица 3  
Расчет развития прорана в теле первичной дамбы секции №3 ЗШО АЦБК

$y_i$	$b_i$	$l_i$	$h_i$	$Q_i$	$v_i$	$v_{oi}$	$\mu_i$	$\Delta W_i$	$\Delta t_i$	$T_i$	$\Delta V_i$	$V_i$	$\Delta H_i$	$H_i$
м	м	м	м	м <sup>3</sup> /с	м/с	м/с	долл	м <sup>3</sup>	с	с	м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>	м	м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,25	3,5	10	0,25	1,20	1,373	0,365	0,022	7,25	550	550	660	660	3	3
0,50	4,0	12	0,248	1,236	1,246	0,365	0,013	14,0	1743	2293	2154	2814	11	14
0,75	4,5	13	0,342	2,25	1,462	0,378	0,018	17,875	883	3176	1986	4800	10	24
1,00	5,0	14	0,435	3,60	1,655	0,39	0,0235	21,0	500	3676	1790	6590	9	33
1,25	5,5	15	0,536	5,40	1,83	0,393	0,029	24,4	311	3987	1681	8271	8	41
1,50	6,0	16	0,67	8,24	2,05	0,40	0,0346	28,0	196	4183	1618	9889	8	49
1,75	6,5	17	0,683	8,92	2,01	0,41	0,019	31,9	376	4556	3358	13247	17	66
2,00	7,0	18	0,58	7,65	1,92	0,40	0,0153	40,5	692	5251	5294	18541	26	92
2,25	7,5	19	0,402	4,78	1,58	0,39	0,021	47,4	944	6195	4514	23055	23	115
2,50	8,0	20	0,255	2,57	1,26	0,365	0,013	55,0	3292	9487	8461	31516	42	157

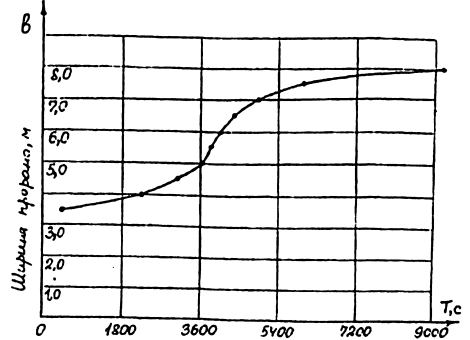
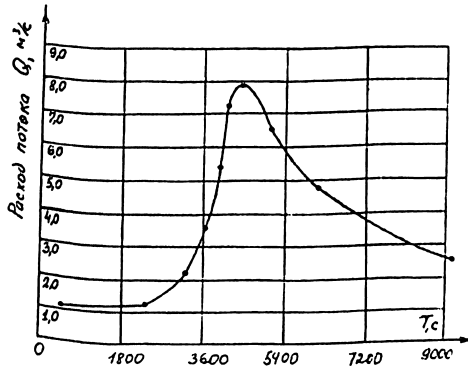
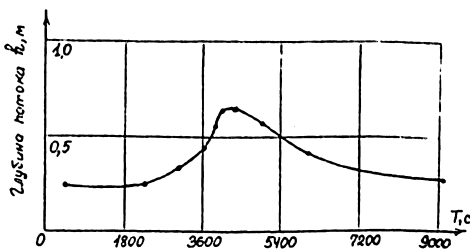
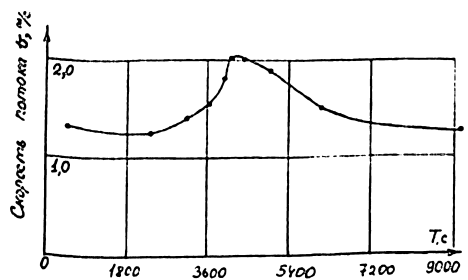


Рис. 4.

Рис. 5.



Когда проран доходит до мерзлого основания дамбы, то его равномерное развитие вниз и в стороны прекращается, проран начинает расширяться больше в стороны, чем вниз. Как следует из материалов анализа подобных аварий *ширина* окончательного прорана  $B$  определяется в значительной степени неоднородностью физико-механических свойств грунтов основания дамбы и она может быть равна  $(3,5 - 5) \times H$  или быть переменной — от максимальной величины в верхней части прорана до 0 в его нижней части.

Таким образом, разработанная модель процесса развития аварийной ситуации, связанной с образованием горизонтальной трещины отслаивания по контакту талой и мерзлой зон в теле ограждающей дамбы золошлакоотвалов ТЭС, позволяет повысить точность результатов расчета по определению прорана, зоны последующего затопления и объема вынесенных за пределы этого сооружения техногенной воды и ЗШМ.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Самарский А.А., Моисеенко Б.Д. Экономичная схема двойного счета для многомерной задачи Стефана. //ЖМВ и МФ. 1965г. т. 5. № 5.
2. Попов Ю.А., Рошупкин Д.В., Пеняскин Т.И. Гидромеханизация в северной строительной-климатической зоне. Л.: Стройиздат. 1982.
3. Корыгова И.В. Прогноз формирования термического режима золоотвала мерзлого типа в процессе его возведения //Сборник научных трудов «Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева». 1987. т. 201.
4. СНиП 2.02.02 -85. Основания гидротехнических сооружений / Госстрой СССР. - М.: ЦИПТ Госстроя СССР.
5. СНиП 2.02-04-88. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах /Госстрой СССР. - М.: ЦИПТ Госстроя СССР. 1989.
6. Рекомендации по расчету зон оттаивания, образующихся под действием фильтрации в основаниях и береговых примыканиях плотин, возводимых в районах распространения многолетнемерзлых грунтов / НИИ ВОДГЕО. М. 1988.
7. Распопин Г.А., Мороз А.А. Развитие прорана в мерзлой плотине и формирование волны прорыва. //Гидротехническое строительство. № 5. 1999.
8. Рекомендации по расчету охранных зон хвостохранилищ /Механобр. Л. 1984.
9. Кнороз В.С. Неразмывающие скорости для несвязных грунтов и факторы, ее определяющие. //Сборник научных трудов «Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева». т.59. 1958.
10. Технический отчет «Инженерные изыскания на площадках илоосадконакопителя для строительства золоотвала ТЭЦ АО «АрхЦБК». 1995.

## **ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ БОГУЧАНСКОЙ ГРУНТОВОЙ ПЛОТИНЫ С ПОМОЩЬЮ ДВУХФАЗНОЙ МОДЕЛИ АСФАЛЬТОБЕТОНА**

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

Асфальтобетон (АФБ) является трехфазным материалом, который состоит из твердой и жидкой фаз, соответственно заполнителя и битума (6–10%) и небольшого количества воздушных пор (до 2–2,5%). Явления, характеризующие эти три среды и их взаимодействие, весьма сложны и состоят из механических, электрических и химических явлений.

Ниже рассматривается новая двухфазная вязкоупругопластическая модель АФБ, состоящая из жидкой фазы (битума) и твердой фазы (заполнителя) и учитывающая их механическое взаимодействие. С помощью объемного процентного содержания каждой фазы учитывается пористость АФБ. Твердая фаза состоит из зернистого грунта крупностью от 0,05 до 16 – 18 мм, частицы которого находятся в контакте между собой, т.е. учитывается трение между ними. Все функции, относящиеся к физическим свойствам фаз, являются математически неразрывными для частиц заполнителя и битума.

Для моделирования поведения заполнителя использована модифицированная модель Кэм-Клей [1], разработанная для расчетов напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтовых плотин. Это упругопластическая модель грунта с изотропным упрочнением (эллиптической поверхностью нагружения) и ассоциированным законом течения, основанная на известной теории критического состояния грунта [2]. Она позволяет достоверно прогнозировать дилатансию несвязного грунта и учитывает историю его нагружения по мере строительства плотины. Главные пять параметров этой модели просты и связаны с известными понятиями. Для определения этих параметров достаточно проведения четырех трехосных опытов при двух плотностях грунта и двух боковых давлениях. Расчетные и опытные данные трехосных испытаний заполнителей укатанного АФБ, выполненных в Норвежском геотехническом институте (НГИ) [3], оказались весьма близкими.

Битум является термопластичным и вязким материалом, поведение которого зависит от его температуры, продолжительности и скорости нагружения, что объясняется его коллоидной структурой. Битум характеризуется упругим поведением при низкой температуре и/или кратковременном нагружении и вязким поведением при

высоких температурах и/или длительном нагружении. В качестве модели битума принята вязкоупругая модель Максвелла-Нортонa, выражающая изменения вязкости в зависимости от скорости деформации [4]. Модель в одномерной задаче представлена пружиной, характеризующей упругое поведение с нелинейным амортизатором, описывающим вязкое поведение, что соответствует уравнению:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \frac{\sigma^n}{\eta},$$

где  $E$  — модуль упругости;  $\eta$  — коэффициент динамической вязкости;  $n$  — параметр, характеризующий влияние скорости нагружения на вязкость. Параметры  $E$  и  $\eta$  получаются из опытных данных. Модель может быть обобщена на трехмерную задачу в следующем виде:

$$\varepsilon_v = \frac{p}{K},$$

$$\varepsilon^D = \frac{\sigma^D}{2G} + \frac{1}{\eta^D} \left( \frac{q}{p_a} \right)^{n-1} \sigma^D,$$

где  $\varepsilon_v$  и  $\varepsilon^D$  — соответственно, тензоры скоростей объемной деформации и девиатора деформаций;  $p$  — скорость изотропного напряжения;  $q/p_a$  — нормализованный девиатор;  $\sigma^D$  — тензор девиатора напряжений. Параметры вязкости  $1/\eta^D$  и  $n$  можно получить в опытах при разных скоростях деформации. Объемную вязкость можно учитывать при необходимости. Упругие модули  $K$  (объемной деформации) и  $G$  (сдвига) получают из опытов на релаксацию напряжений или по кривой напряжения-деформации при постоянной скорости деформации.

Проверка модели битума состояла в описании опытов на сжатие образцов битума марки 60/70 и в определении модуля сдвига тех же образцов при  $5^0\text{C}$  в зависимости от времени нагружения. Получено хорошее соответствие между результатами расчетов по этой модели и опытными данными при кратковременном и длительном нагружениях.

Поэтому можно считать, что модель Максвелла-Нортонa адекватно описывает поведение битума в АФБ, а следовательно и двухфазная модель АФБ позволяет достоверно прогнозировать его поведение, схематически показанное на рис. 1.

Сравнение расчета по модели с опытными результатами показано на рис. 2. Видно, что модель выражает влияние как бокового давления, так и скорости нагружения, даже если результаты при скорости деформации 0,1 мм/мин не вполне совпадают.

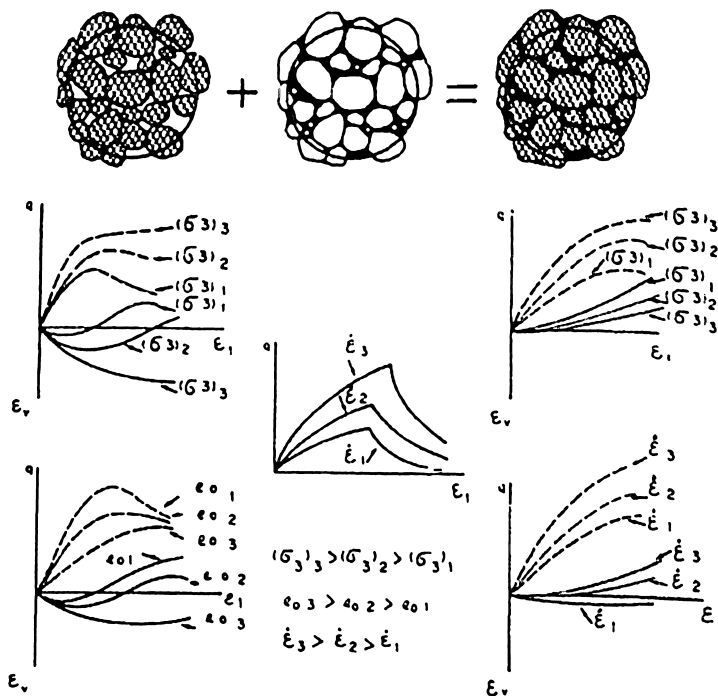


Рис. 1. Модель поведения АФБ как двухфазной среды (заполнитель + битум):  $q$  — девиатор напряжений ( $\sigma_1 - \sigma_3$ );  $\epsilon_i$  — главные деформации по осям  $i=1, 2, 3$ ;  $\dot{\epsilon}_i$  — скорость главных деформаций;  $\epsilon_v$  — объемная деформация;  $e_0$  — коэффициент начальной пористости; 1, 2, 3 — номера опытов.

Модель адекватно описывает поведение двухфазного материала: можно определить не только полные напряжения и деформации, но и напряжения и деформации каждой фазы, что позволяет лучше понять особенности поведения АФБ. Вследствие двухфазного состава АФБ часть напряжений воспринимается битумом. Чем больше насыщенность АФБ битумом, тем ниже сжимаемость жидкой фазы и выше соответствующие напряжения в битуме и тем ниже эффективные напряжения в скелете (заполнителе). Таким образом, скелет теряет часть своей жесткости, позволяя улучшить упаковку частиц заполнителя.

Для иллюстрации преимуществ новой модели АФБ автором был выполнен сравнительный расчет НДС строящейся Богучанской грунтовой плотины с диафрагмой из литого и укатанного АФБ. Расчет плотины осуществлялся по программе PLSTRESS [5], адаптированной к расчетам подобных плотин, в ней используется модифицированная модель Кэм-Клей грунтов и АФБ, что позволяет выполнять расчеты НДС многофазных материалов.

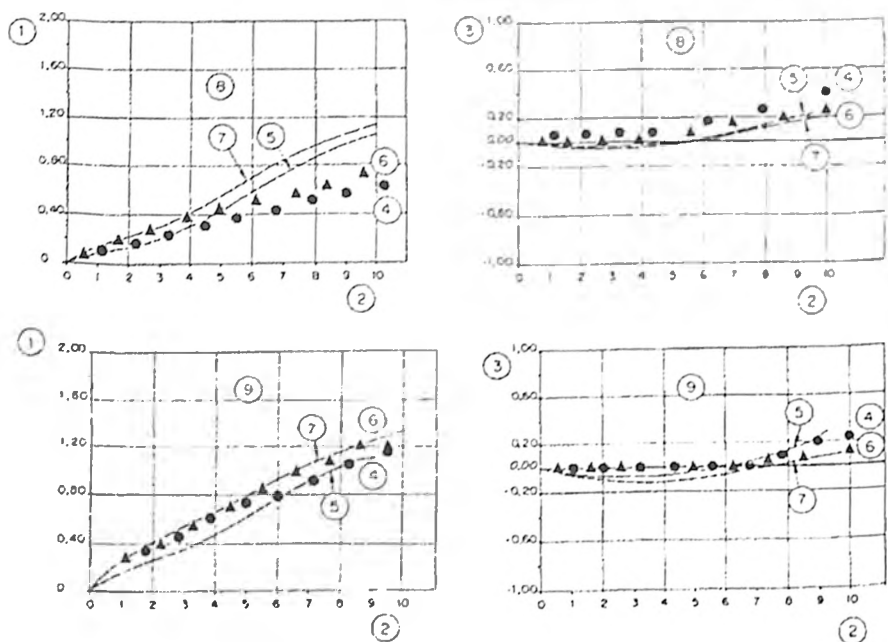


Рис. 2. Поведение АФБ, сравнение расчетных и опытных результатов: 1 — девиатор напряжений, МПа; 2 — вертикальная деформация, %; 3 — объемная деформация, %; 4 — опытные результаты при  $\sigma_3 = 2,5$  МПа; 5 — расчетные результаты при  $\sigma_3 = 2,5$  МПа; 6 — опытные результаты при  $\sigma_3 = 5$  МПа; 7 — расчетные результаты при  $\sigma_3 = 5$  МПа; 8 — скорость деформации 0,1 мм/мин; 9 — скорость деформации 1 мм/мин.

Параметры модели АФБ были определены на основе данных трехосных испытаний образцов АФБ с различным содержанием битума (от 5,5 до 9%), переданных нам известным специалистом по грунтовым плотинам с диафрагмами из АФБ проф. К. Хоегом из НГИ [3].

Для выявления преимуществ двухфазной модели АФБ были выполнены 2 серии расчетов (А и В), соответственно с содержанием битума 5,5 и 9%, что близко соответствует укатанному и литому АФБ. Полученные результаты подтвердили главную особенность поведения этого типа плотин: диафрагма, практически, не влияет на перемещения плотины, а влияет на напряжения ее центральной зоны, включающей диафрагму, фильтровые и переходные зоны.

На рис. 3 показаны нормальные вертикальные и горизонтальные напряжения в диафрагме из укатанного (А) и литого (В) АФБ в конце строительства плотины полного профиля. Напряжения в битуме и заполнителе совершенно разные, что позволяет понять сильное различие в поведении диафрагмы из укатанного и литого АФБ.

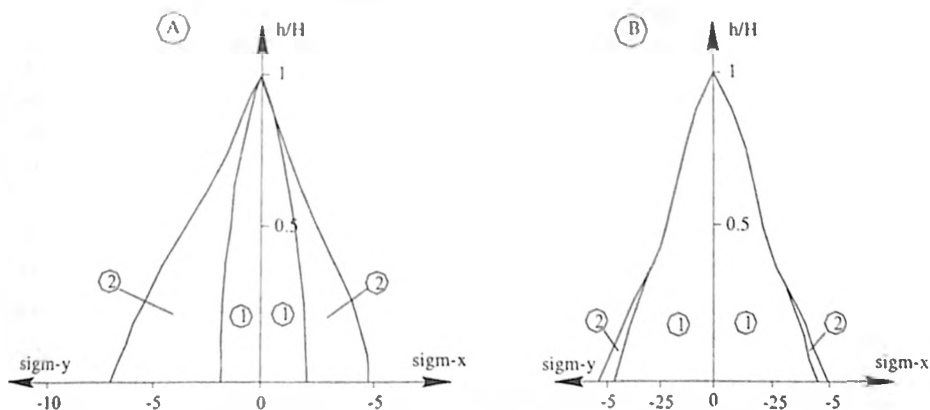


Рис. 3. Горизонтальные ( $\sigma_x$ ) и вертикальные ( $\sigma_y$ ) напряжения (МПа) по высоте диафрагмы из укатанного (А) и литого (В) АФБ Богучанской плотины в конце строительства: 1 — напряжения в битуме; 2 — напряжения в заполнителе.

При нормальном содержании битума в диафрагме из укатанного АФБ, равном 5,5% (расчет А, рис. 3), напряжения в битуме и заполнителе — величины одного порядка, но при разном состоянии — битум, который имеет низкую прочность на сдвиг, быстро достигает состояния пластического течения и становится подвержен изотропному напряженному состоянию; в заполнителе наоборот наблюдается разница между горизонтальными и вертикальными напряжениями в соотношении  $\sigma_x/\sigma_y \approx 0,55$ , которое почти не изменяется по высоте диафрагмы.

При высоком содержании битума, 9% (расчет В), изменяется характерная часть напряжений, воспринимаемых двумя фазами. Битум воспринимает большую часть напряжений, что вызвано его низкой сжимаемостью. В опытах Хааса [6] с замером давления в битуме установлено, что при содержании битума от 5 до 7% отношение главных напряжений  $\sigma_3/\sigma_1 = 1,0$  при боковой деформации  $\epsilon_3 = 0$ . С ростом  $\epsilon_3$  до 5% это отношение при содержании битума 5% снижается до 0,7 — 0,9, а при содержании битума 7,0% остается равным 1,0.

Расчеты показали, что полные главные напряжения в диафрагме из укатанного и литого АФБ — величины одного порядка. Причем вертикальные напряжения в диафрагме значительно ниже, чем в соседней переходной зоне, а горизонтальные напряжения — близкие. В грунтовой плотине с тонкой диафрагмой в АФБ возникает подобное НДС, так как верховая и низовая призмы препятствуют свободным боковым деформациям центральной зоны с диафрагмой. Поэтому можно считать, что при возрастающей вертикальной нагрузке и вызванных ею деформациях в практически несжимаемом битуме диафрагмы возникают горизонтальные напряжения, почти равные вертикальным.

В обоих расчетах в конце строительства вертикальные (сжимающие) деформации близки и достигают 2,6 (расчет А) и 2,3% (расчет В) в основании диафрагмы (рис. 4). Горизонтальные деформации наоборот различны вследствие разной объемной сжимаемости двух АФБ. В расчете В эти деформации по всей высоте литой диафрагмы растягивающие (около 1%), т.е. диафрагма расширяется вследствие высокого горизонтального распора, который она оказывает на соседние переходные зоны. В расчете А наоборот — горизонтальные деформации близки к нулю, что соответствует состоянию равновесия (стабильности) в укатанной диафрагме. Объемные деформации АФБ получены в результате сложения вертикальных и горизонтальных деформаций и в обоих случаях они были небольшими и сжимающими.

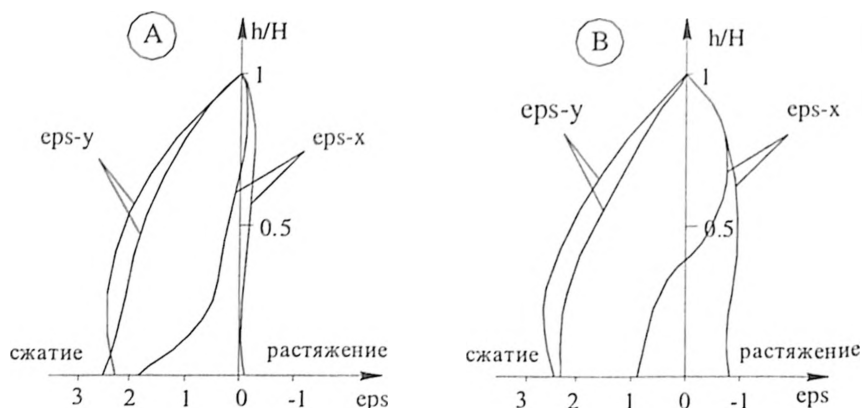


Рис. 4. Вертикальные ( $\epsilon_{ps-y}$ ) и горизонтальные ( $\epsilon_{ps-x}$ ) деформации (%) по оси диафрагмы из укатанного (А) и литого (В) АФБ в конце строительства (крайние правые линии) и наполнения ВБ (крайние левые).

Во время наполнения ВБ диафрагма в основном подвержена гидростатическому давлению: в ней сильно возрастают горизонтальные напряжения и сдвиговые напряжения, вызванные деформациями плотины. Распределение напряжений в укатанной диафрагме (расчет А на рис. 5) после наполнения ВБ мало отличается от того, которое получено в конце строительства (рис. 3, А). Напряжения в битуме остаются изотропными и возрастают на 50% в то время, как в заполнителе основной рост горизонтальных напряжений происходит в основании диафрагмы, что связано с граничными условиями (нулевые смещения в основании).

С другой стороны, в литой диафрагме (расчет В) почти всю гидростатическую нагрузку воспринимает битум, что приводит к изотропным полным напряжениям в ней (рис. 5, В).

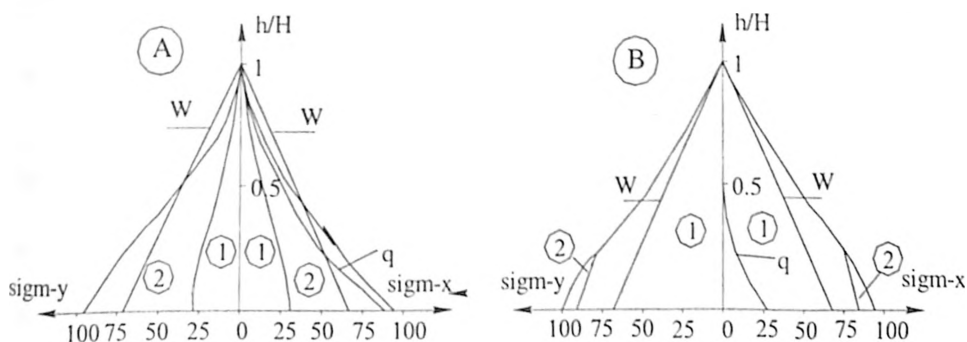


Рис. 5. Вертикальные ( $\sigma_y$ ) и горизонтальные ( $\sigma_x$ ) напряжения ( $\text{т/м}^2$ ) по высоте диафрагмы из укатанного (А) и литого (В) АФБ после наполнения водохранилища: 1 — напряжения в битуме; 2 — напряжения в заполнителе;  $q$  — девиатор напряжений;  $W$  — давление ВБ

Однако напряжения сдвига в основании диафрагмы возрастают достаточно для того, чтобы вызвать сопротивление сдвигу заполнителя, в котором девиатор растет очень быстро (рис. 5). Это можно объяснить дилатансией заполнителя, которая не может свободно происходить из-за битума, но в то же время она вызывает снижение среднего напряжения в битуме и таким образом увеличение среднего напряжения в заполнителе. Напряженное состояние в основании плотины отражает эти отличия, особенно в диафрагме, где в зависимости от содержания битума напряженное состояние либо девиаторное, либо изотропное.

Что касается деформаций (рис. 4), то подобная тенденция наблюдается в обоих расчетах. После наполнения ВБ вертикальные деформации в обоих случаях почти не изменились, а горизонтальные — сильно изменились. В укатанной диафрагме ее горизонтальное сжатие, т.е. уменьшение ее толщины, возрастает вблизи основания до 1,8% (рис. 4, А). В литой диафрагме горизонтальное растяжение, т.е. ее расширение приблизительно на 1%, сохраняется в верхних 65-процентах ее высоты и далее переходит в небольшое сжатие (0,8%) при условии, что битум не будет выдавлен в соседние переходные зоны.

В заключение можно отметить, что в двухфазной модели содержание битума эквивалентно его кажущейся объемной сжимаемости: при высоком содержании битума АФБ работает как недренированный насыщенный материал, в то время как при снижении насыщения битумом уменьшение его объемного модуля позволяет заполнителю участвовать в сопротивлении сдвигу. В литом АФБ (расчет В) напряжения в конце наполнения ВБ всегда выше гидростатического давления, изображенного кривой  $W$  на рис. 5. Результаты



расчетов сильно зависят от кажущегося объемного модуля битума и от того, как он изменяется с изменением степени насыщения битумом.

В целом, результаты этих расчетов Богучанской плотины на основе двухфазной модели АФБ соответствуют результатам детальных сравнительных расчетов НДС с использованием однофазной гиперболической модели АФБ и грунта, выполненных автором два года назад по заданию УС «БогучанГЭСстрой».

До этого метод расчета НДС на основе гиперболической модели АФБ и грунта был проверен на двух плотинах с укатанными диафрагмами (Гросс Дюн в Германии и Сторватн в Норвегии), и данные расчетов вполне соответствовали натурным данным по этим плотинам.

Согласно обоим методам расчетов вертикальные и горизонтальные перемещения в центральной части профиля Богучанской плотины при наполнении ВБ меньше зависят от типа АФБ диафрагмы (укатанный или литой), а больше от плотности (сжимаемости) соседних переходных зон, особенно вблизи их контакта с диафрагмой. Однако после распалубки очередных участков литой диафрагмы высотой 1 м именно эти зоны невозможно хорошо уплотнить без того, чтобы не повредить эти открытые участки диафрагмы.

В то же время деформации, особенно горизонтальные, самой диафрагмы определяются, прежде всего, типом АФБ. В литой диафрагме с содержанием битума 11–12% горизонтальные деформации в конце строительства и после наполнения ВБ будут высокими растягивающими, что может нарушить сплошность диафрагмы. В укатанной диафрагме горизонтальные и вертикальные деформации всегда — сжимающие, и это гарантирует ее сплошность (герметичность) после наполнения ВБ и при сейсмических воздействиях.

#### ***Основные выводы и рекомендации***

1. Двухфазная вязкоупругопластическая модель АФБ адекватно отражает поведение АФБ и будет весьма полезной в расчетах НДС грунтовых плотин с диафрагмами из АФБ, что позволит сравнить разные варианты плотины для разработки рационального проекта.

2. Свойства скелета (заполнителя) АФБ сформулированы на основе учета его возможной дилатансии и сжимаемости, которые приводят к изменениям порового давления в битуме. Определив напряжения в битуме и заполнителе, можно получить полезную информацию о поведении каждой из этих фаз и их влиянии на общее поведение диафрагмы из АФБ.

3. Результаты расчетов НДС Богучанской плотины на основе двухфазной модели АФБ, в целом, соответствуют результатам ранее выполненных расчетов НДС плотины с использованием од-

нофазной гиперболической модели АФБ, которая была предварительно проверена на натуральных данных поведения двух грунтовых плотин с диафрагмами из укатанного АФБ.

4. В диафрагме из литого АФБ возникают высокие растягивающие горизонтальные деформации в конце строительства и после наполнения ВБ, что может нарушить ее сплошность. В диафрагме из укатанного АФБ горизонтальные деформации всегда — сжимающие, что гарантирует ее герметичность после наполнения ВБ и при сейсмических воздействиях.

5. Конструкция плотины Богучанской ГЭС с диафрагмой из литого АФБ представляется нерациональной как с точки зрения ее надежности, так и технологичности возведения. Целесообразно использовать более надежную конструкцию и отработанную технологию возведения виброукатанной диафрагмы и примыкающих к ней переходных зон плотины.

6. При достройке плотины по технологии укатанной диафрагмы и фильтров оставшаяся часть литой диафрагмы высотой до 14 м останется растянутой и подвижной, что создаст при наполнении ВБ опасность ее выдавливания в крупные поры недоуплотненной горной массы соседних переходных зон. Поэтому необходимо аккуратно (не повредив диафрагму) плотно зацементировать эти зоны по контакту с диафрагмой, создав вокруг нее плотную обойму.

7. При разработке проекта достройки плотины с укатанной диафрагмой целесообразно рассмотреть вариант состава АФБ с повышенным содержанием битума (до 7–7,5%) при меньшей его вязкости (В180), при котором еще можно использовать технологию виброукатки АФБ. Это позволит повысить пластичность и самозалечиваемость укатанного АФБ и даст дополнительный технико-экономический эффект.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Ляпичев Ю.П. Модификация упруго-пластической модели Кэм-Клей для описания поведения грунтовых материалов плотин. //Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. /Межвуз. сб. научн. трудов. Вып. 4.-М.: РУДН, 1966.
2. К.Н. Roscoe, J.B. Burland. On the generalized stress-strain behaviour of "wet clay". Engineering Plasticity. Ed. by J. Heyman. Cambridge University Press, 1968.
3. Norwegian Geotechnical Institute. Asphaltic concrete cores for embankment dams - laboratory triaxial tests. NGI Report 530106. Oslo. 1992.
4. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов. Часть 1.-М.: Стройиздат. 1971.
5. Liapichev Yu. Fully coupled static elasto-plastic analysis of stress-strain state and consolidation of embankment dams by computer program PLSTRESS // 3-rd ICOLD Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams (Theme B: Evaluation of pore pressure and settlements of an embankment dam under static loading). Paris. 1994.

6. Haas, H. Zur Eignung und Optimierung von Asphaltbeton für Kermichtungen in Staudammen. Bitumen, Heft 3. Hamburg. 1983.
7. ICOLD. Bituminous cores for fill dams. International Commission on Large Dams, Bulletin 84. Paris. 1992.

## **ОБЩИЕ СТАТИСТИЧЕСКИЕ ЗАКОНОМЕРНОСТИ РАЗВИТИЯ АВАРИЙНЫХ СИТУАЦИЙ ПРИ ОЦЕНКЕ БЕЗОПАСНОСТИ НА ОБЪЕКТАХ ТЕПЛОЭНЕРГЕТИКИ**

*Койнов Д.Е., инженер (ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева»)*

Одной из задач эксплуатации объектов теплоэнергетики является задача определения закономерностей развития возможных аварийных ситуаций при оценке их безопасности.

В настоящее время ни один из известных методов расчёта не даёт приемлемого ответа на поставленную задачу. Основные причины заключаются в том, что нет полной исходной информации об экстремальных воздействиях, о дефектах в оборудовании, недостатках строительных и монтажных работ, недоработках проекта, упущениях эксплуатационного персонала и многих других факторов, а также из-за того, что невозможно математически моделировать процессы развития аварийных ситуаций из-за недостатка знаний о закономерностях таких процессов.

Попытка решения такой задачи применительно к ГТС ГЭС была сделана в работе [1]. В основу методики положен статистический анализ осуществившихся за последние 100 лет сценариев аварийных ситуаций на ГТС ГЭС [2].

По аналогии с таким подходом, для решения проблемы оценки вероятности реализации аварийных ситуаций на тепловых станциях предлагается следующее:

создать банк данных осуществившихся аварийных ситуаций на объектах теплоэнергетики;

выявить основные признаки, по которым будет производиться классификация процессов отказа;

классифицировать аварийные ситуации по основным признакам; определить частоту реализации процессов аварийных ситуаций.

На первом этапе было собрано и проанализировано около 200 случаев аварийных ситуаций [3]. Анализ аварийных ситуаций позволил выделить основные признаки, по которым стало возможным классифицировать аварийные ситуации. В результате была разрабо-

тана структура и создан макет аварий на ТЭС, в который была занесена информация по каждой аварийной ситуации на примере Благовещенской ТЭЦ (рис. 1,2).

Путём обобщения информации, содержащейся в банке данных по отказам и аварийным ситуациям на тепловых электростанциях, могут быть получены выводы о глубинных причинах того или иного типа аварий и даны предложения по изменению проекта, режимов и условий эксплуатации, корректировке нормативных документов. Эта информация необходима с точки зрения обеспечения надежности и безопасности тепловых электростанций.

Анализ описаний аварийных ситуаций в литературе показал, что информация в них носит неполный характер. В данной работе предлагается выделить три основных признака аварийных ситуаций, которые присутствуют практически во всех описаниях:  $X^1$  — причина;  $X^2$  — место и  $X^3$  — характер аварийной ситуации. Систему процессов отказа на объектах теплоэнергетики предлагается классифицировать по трем признакам. Выбор трех признаков классификации процессов отказа обусловлен тем обстоятельством, что значения этих признаков даны практически во всех описаниях аварийных ситуаций. Значения же других признаков, например «последствия аварии», встречаются далеко не во всех описаниях.

Указанные выше признаки классификации (причина, место и характер) являются дискретными, качественными величинами. Значения, которые они могут принимать, определяются шкалами качественных признаков.

Шкалы качественных значений и диапазон изменения каждого из трех принятых для классификации признаков разработаны на основании анализа реально осуществившихся аварийных ситуаций и представлены в табл. 1, 2 и 3.

В соответствии с выбранными признаками классификации процессы развития аварийных ситуаций в приведённом примере описываются трёхмерными значениями  $x^1_1; x^2_2; x^3_3$  дискретного пространства признаков. Общее число классов аварийных ситуаций согласно шкалам (табл. 1, 2 и 3) равно  $j^1_{\max} \cdot j^2_{\max} \cdot j^3_{\max} = 1296$ , где  $j^1_{\max} \cdot j^2_{\max} \cdot j^3_{\max}$  — максимальное количество значений признаков, которые могут принимать признаки  $X^1$ ,  $X^2$  и  $X^3$ . В условии трёх признаков классификации дерево процессов аварийных ситуаций будет иметь три уровня ветвления: 1-й уровень — причина, 2-й уровень — место, 3-й уровень — характер аварийной ситуации (рис.3).

**Record Will Be Changed**

Общие | Описание аварии

Код объекта:  Благовеценская ТЭЦ      Год аварии:

Географическое положение:

Коренные породы:

Климат:

Собственник:

Генпроектировщик:

Система золошлакоудаления:

Основное топливо:

Система теплоснабжения:

Площадь золошлакоотвалов:  тыс.кв.м

Год сдачи в эксплуатацию:       Сейсмичность:  балл

Среднегодовая выработка:  МВт<sup>ч</sup>      Установленная мощность:  МВт

Место аварии:

Причина аварии:

Характер аварии:

OK      Cancel

Рис. 1.

**Record Will Be Changed**

Общие | Описание аварии

Описание аварии:

Последствия аварии:

Меры по устранению аварии и ее последствиям:

Литературные источники:

OK      Cancel

Рис. 2.

Шкала признака  $X^1$  — причина аварии ( $j_{\max}^1 = 9$ )

Таблица 1

Признак	Значения признака
$x^1$ - причина аварии	
$x^1_1$	Износ
$x^1_2$	Качество топлива
$x^1_3$	Коррозия
$x^1_4$	Неизвестные причины
$x^1_5$	Ошибки проектирования
$x^1_6$	Ошибки строительства
$x^1_7$	Ошибки эксплуатации
$x^1_8$	Ремонт
$x^1_9$	Эрозия

Таблица 2

Шкала признака  $X^2$  — место аварии ( $j_{\max}^2 = 12$ )

Признак	Значения признака
$x^2$ - причина аварии	
$x^2_1$	Береговая насосная станция
$x^2_2$	Водоотводящий коллектор
$x^2_3$	Водосбросной колодец
$x^2_4$	Газовод
$x^2_5$	Дамба
$x^2_6$	Золоотвол
$x^2_7$	Конвейер топливоподачи
$x^2_8$	Котёл
$x^2_9$	Паропровод
$x^2_{10}$	Питательный насос
$x^2_{11}$	Питательный трубопровод
$x^2_{12}$	Турбина

Таблица 3

Шкала признака  $X^3$  — характер аварии ( $j_{\max}^3 = 12$ )

Признак	Значения признака	Признак	Значения признака
$x^3$ - характер аварии		$x^3$ - характер аварии	
$x^3_1$	Взрыв	$x^3_7$	Останов
$x^3_2$	Вибрация	$x^3_8$	Повреждение
$x^3_3$	Возгорание	$x^3_9$	Пыление золы
$x^3_4$	Деформация	$x^3_{10}$	Разрушение
$x^3_5$	Затопление	$x^3_{11}$	Сброс нагрузки
$x^3_6$	Коррозия	$x^3_{12}$	Фильтрация

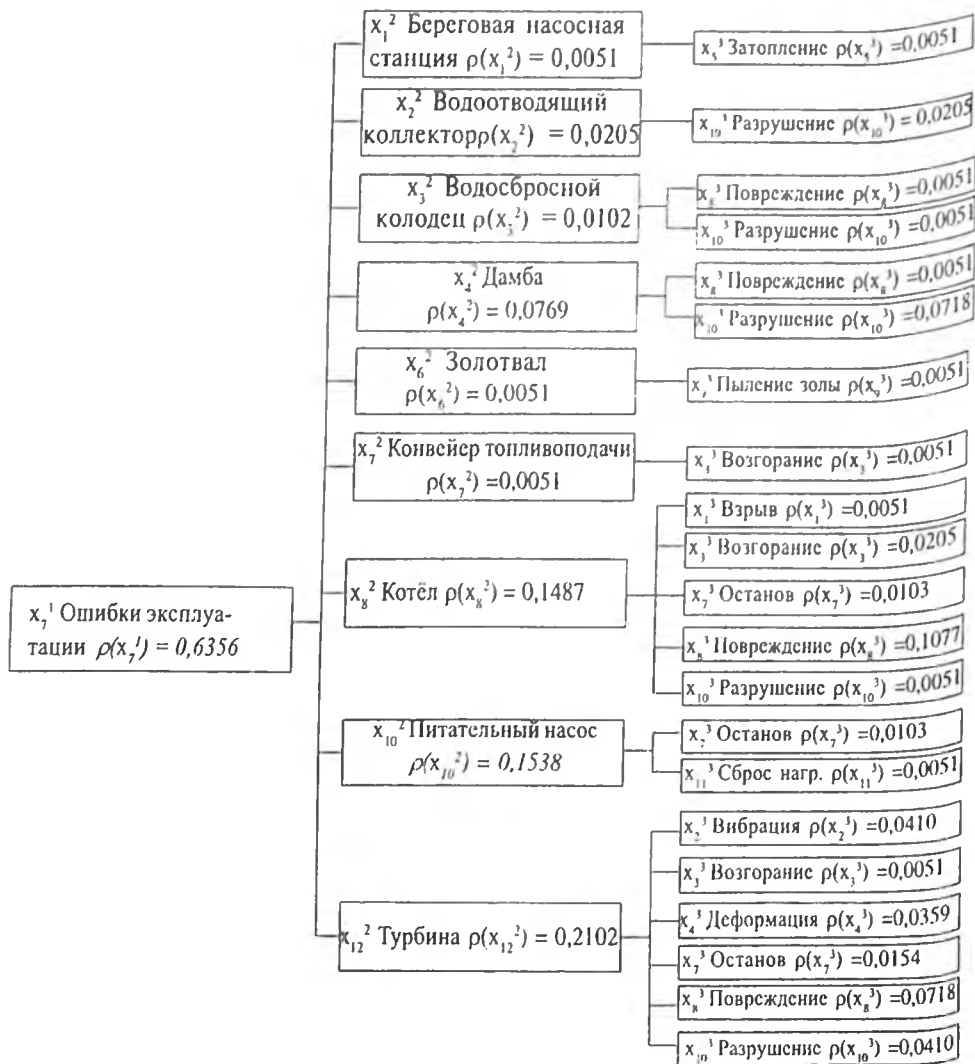


Рис.3. Структура развития аварийной ситуации по причине  $x_7^1$  — Ошибки эксплуатации.

Для численной оценки частоты реализации процессов развития аварийных ситуаций используем соотношение  $\rho(x_1^1; x_2^2; x_3^3) = N(x_1^1; x_2^2; x_3^3) / N_0$ , где  $\rho(x_1^1; x_2^2; x_3^3)$  — частота реализации процессов развития аварийных ситуаций со значениями признаков  $x_1^1; x_2^2; x_3^3$ ;  $N_0$  — общее число процессов развития аварийных ситуаций (определяется из анализа базы

данных аварийных ситуаций),  $N(x_1^1; x_2^2; x_3^3)$  — число реализаций аварийных ситуаций, входящих в класс процессов отказов со значениями признаков  $x_1^1; x_2^2; x_3^3$ . По всем причинам был произведен расчет табулированной функции  $\rho$ . На рис. 3, для примера, показана структура развития аварийной ситуации по причине  $x_1^1$  — Ошибки эксплуатации. В работе получены такие деревья развития возможных аварийных ситуаций на ТЭС для всех возможных значений, которые принимает признак  $X^1$  — (шкала в табл. 1).

Функция  $\rho(x_1^1; x_2^2; x_3^3)$  определяет только общие закономерности процессов развития аварийных ситуаций на объектах теплоэнергетики. Знание этой функции для оценки состояния конкретного объекта недостаточно, так как с ее помощью нельзя учесть его индивидуальные особенности. Поэтому единственным путём получения необходимой дополнительной информации является метод экспертных оценок [4], адаптированный к уточнению общих закономерностей  $\rho$  процессов развития аварийных ситуаций для конкретного объекта.

В заключение следует отметить, что полученные в данной работе общие закономерности развития возможных аварийных ситуаций на ТЭС (табулированную функцию  $\rho$ ) необходимы для решения задачи о возможных аварийных ситуациях на конкретной ТЭС.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Арёфьев Н.В., Добрынин С.Н., Ивашищев Д.А., Тихонова Т.С. Анализ и оценка развития аварийных ситуаций на инженерных объектах. С.-Пб.: Издательство ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева». 2000.
2. Добрынин С.Н., Кузнецов О.М., Тихонова Т.С. Автоматизированная информационно-поисковая система (банк данных) аварийных ситуаций и отказов на ГЭС мира. //Известия ВНИИГ. Т.227. 1993.
3. Обзор поврежденных тепломеханического оборудования электростанций с поперечными связями (ТЭС и ГРЭС) и тепловых сетей за 1982, 1994, 1995, 1996 год. М.: Союзтехэнерго.
4. Хвастунов Р.М. Экспертные оценки и их применение в энергетике. //М.: Энергоиздат. 1981.



## **ВЗРЫВОУСТОЙЧИВОСТЬ И ВЗРЫВОБЕЗОПАСНОСТЬ ТЕПЛОЭНЕРГОУСТАНОВОК**

*Мишуев А.В., Казенинов В.В., доктора техн. наук, Гусак Л.Н.,  
Хуснутдинов Д.З., кандидаты техн. наук  
(НТЦ «Взрывоустойчивость» МГСУ)*

Электроэнергетика большинства развитых стран базируется на тепловых электрических станциях (ТЭС), работающих на энергетическом топливе, главным образом угле, природном газе, мазуте.

В крупных городах РФ тепловые станции носят и другую нагрузку — снабжение города теплом. Так, тепловые потребности Москвы почти на 80% обеспечиваются крупными источниками централизованного теплоснабжения — теплоэлектроцентралями (ТЭЦ) и районными тепловыми станциями (РТС). Общая тепловая мощность источников тепла в Москве составляет более 50000 Гкал/ч. Наиболее мощные источники тепла сконцентрированы на периферии города (ТЭЦ №21, 22, 23, 25 и др.). Однако большинство ТЭЦ и РТС расположены в черте города, вблизи жилых массивов (ТЭЦ № 8, 11, 12, 16, РТС Рублево, Митино и др.), и представляют опасность для рядом стоящих зданий и находящихся в них людей в случае аварийной ситуации, вызванной пожаром или взрывом угольной пыли или газа.

Анализируя результаты аварий на ТЭЦ и РТС, связанных со взрывом и пожаром, можно выделить следующие основные пожаро- взрывоопасные зоны:

котельное отделение энергетических и пиковых котлов ТЭЦ, водогрейных котлов РТС;

турбинное отделение ТЭЦ, в котором возможен взрыв водородовоздушной смеси;

здание газораспределительного пункта (ГРП);

топливное хозяйство.

Самой известной аварией, связанной со взрывом, была авария в Силезии 25 июня 1887 года, когда одновременно произошел взрыв 22-х паровых котлов, которые размещались в ряд и топились газами топочных печей. Подача газа в топку производилась из одного газопровода. Воспламенение газа в одной из топок привело к распространению фронта пламени по газоходу и взрыву газа во всех котлах. Все котлы, здание котельной и окружающие здания были разрушены.

Для современных мощных генераторов широкое распространение получило водородное охлаждение обмоток, что позволило увели-

чить мощность генератора почти в 2 раза при тех же размерах [1]. «Больным» местом системы охлаждения, из-за которого чаще всего происходят аварии с возгоранием или взрывом водорода (в смеси с воздухом в пределах от 5 до 75% водород образует взрывоопасную смесь), являются уплотнения, в первую очередь уплотнения между корпусом генератора и валом ротора.

Весьма характерной явилась авария на Экибастузской ГРЭС-1 12.09.90 г. В результате обрыва лопаток ротора турбины №5 и вследствие этого сильной вибрации произошла разгерметизация выводов и уплотнений генератора с распространением водорода в шинопроводы и камеру генераторного выключателя. Последовали локальные взрывы водорода и возгорание в зоне генератора. Распространению пожара способствовало воспламенение масла, вытекшего из подшипников. Спустя 20 минут обрушились фермы и кровля на длине 120 м, что привело к разгерметизации выводов генератора №6, взрыву водорода и дальнейшему распространению пожара.

За двадцатилетний период на территории бывшего СССР зарегистрировано 16 пожаров на резервуарах с мазутом [2].

Анализ пожаров на мазутохранилищах тепловых электростанций показал, что в резервуарах с мазутом может образоваться взрывоопасная концентрация газозвоздушной смеси. Источником взрыва может быть разряд атмосферного или статического электричества, но чаще всего открытый огонь в результате грубейших нарушений правил пожарной безопасности.

Катастрофой признан пожар, произошедший 19.12.1982 г. на складе жидкого топлива электростанции Тасоа (Венесуэлла). В одном из резервуаров температура мазута стала подниматься выше температуры вспышки. При осмотре резервуара произошел взрыв газопаровоздушной смеси с последующим пожаром, выбросом мазута и образованием огненного шара, поднявшегося на высоту около 100 метров. Погибло 150 человек, в радиусе 400 м территория была залита горящим топливом.

Не исключен взрыв природного газа в котельном и машинном отделениях ТЭЦ (РТС), а также в здании ГРП при разгерметизации фланцевых соединений газопроводов, нарушении уплотнения в задвижках и разрыве газопровода.

При рассмотрении аварийных взрывов газопаровоздушных смесей (ГПВС) внутри зданий и сооружений необходимо исходить из того, что избыточное давление при взрыве не должно превышать 5...15 кПа, что определяется прочностью строительных конструкций.

В настоящее время проектирование зданий со взрывоопасными технологиями осуществляется в соответствии с рекомендациями СНиП 2.09.02-85<sup>1</sup> «Производственные здания», где требуется на каждые 1000 м<sup>3</sup> свободного объема помещения иметь не менее 50 м<sup>2</sup> освобождаемых сбросных проемов. При этом предполагается, что взрывные нагрузки не превысят 5 кПа, т.е. гарантируется их безопасный уровень. Исследования показывают, что уровни взрывных нагрузок существенно зависят от многих факторов. Поэтому для конкретных зданий с объемом в 1000 м<sup>3</sup> сбросные проемы с суммарной площадью 50 м<sup>2</sup> могут как обеспечить безопасный уровень взрывных нагрузок, так и привести к значительному превышению допустимого уровня, что может привести к обрушению здания при аварийном взрыве.

Аварийные взрывы ГПВС внутри зданий и помещений характеризуются не детонационным, а дефлаграционным типом взрывного превращения. Поэтому при взрывном горении ГПВС внутри зданий и помещений с достаточной для инженерных приложений точностью соблюдается принцип квазистатичности избыточного давления, т.е. взрывное давление является функцией времени и не зависит от пространственной координаты. Динамика изменения давления (нагрузок) в этом случае может быть описана соотношением [3, 4, 5]:

$$\frac{dP}{dt} = \frac{\alpha \cdot S(t) \cdot (\varepsilon - 1) \cdot U_H - \mu \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \Delta P}{\rho_1}} \cdot S_{\text{сп}} \cdot f(t, \Delta P)}{\frac{V_1}{\gamma_1} + \frac{V_2}{\gamma_2}} \cdot P(t), \quad (1)$$

где  $P(t)$  — текущее значение давления, Па;  $\Delta P$  — избыточное давление, Па;  $S(t)$  — текущее значение площади поверхности фронта пламени, м<sup>2</sup>;  $S_{\text{сп}}$  — суммарная площадь сбросных проемов, м<sup>2</sup>;  $\rho_1$  — плотность холодной газовой смеси ( $\rho_1$ ) или продуктов сгорания ( $\rho_2$ ), кг/м<sup>3</sup>;  $\varepsilon$  — степень расширения смеси при сгорании,  $\varepsilon = \rho_1/\rho_2$ ;  $\gamma_1$  — показатель адиабаты свежей смеси ( $\gamma_1$ ) или продуктов взрыва ( $\gamma_2$ );  $U_H$  — нормальная скорость распространения пламени, м/с;  $V_1$  — текущий объем свежей смеси ( $V_1$ ) или продуктов взрыва ( $V_2$ ), м<sup>3</sup>;  $f(t, \Delta P)$  — функциональная зависимость вскрытия предохранительных конструкций (стекла в оконных проемах, легкообрабатываемых конструкций (ЛСК) и т.д.);  $\alpha$  — коэффициент интенсификации процесса горения;  $\mu$  — коэффициент расхода истекающих через сбросной проем газов.

Из (1) следует, что параметры, от которых зависит темп нарастания давления (кроме параметров, характеризующих горючую

смесь  $U_n$  и  $\epsilon$ ) являются: площадь фронта пламени, объем помещения, плотность истекающих через сбросные проемы газов и площадь сбросных проемов.

Методы определения неизвестных параметров, указанных выше, изложены в [6,7,8].

В формулу (1) входит коэффициент интенсификации горения  $\alpha$ , который является произведением трех коэффициентов: коэффициента интенсификации, вызванного масштабным эффектом  $\alpha_0$ ; коэффициента интенсификации, вызванного начальной турбулизацией смеси (например, при струйном истечении газа из трубопровода)  $\alpha_1$  и коэффициента интенсификации, связанного с наличием в помещении технологического оборудования, строительных конструкций (колонны, частичные перегородки и т.п.)  $\alpha_2$ .

Коэффициент интенсификации  $\alpha_0$ , вызванный масштабным эффектом, зависит от ускорения пламени за счет формирования его ячеистой структуры. Скорость пламени в зависимости от размера ячейки  $\Delta$  и пройденного расстояния  $x$  может быть оценена следующей формулой:

$$U_{нн} = \epsilon U_n \left[ 1 + \left( \frac{k}{\Delta} \cdot \frac{\epsilon - 1}{\epsilon} \right)^{1/2} \sqrt{x} \right], \quad (2)$$

где  $k$  — имперический коэффициент, равный 1/70.

Из формулы (2) следует, что топливозвоздушные смеси, имеющие меньшие размеры детонационной ячейки, например водородовоздушные ( $\Delta \approx 15$  мм), склонны к большему ускорению пламени в сравнении, например, с метановоздушной ( $\Delta \approx 300$  мм). Из формулы (2) также следует, что скорость пламени зависит от размеров помещения.

При наличии начальной турбулизации горючей смеси, вызванной струйным истечением горючего газа, работой вентиляторов или конвективными струями, коэффициент интенсификации  $\alpha_1$  может быть оценен как

$$\alpha_1 = 1 + \frac{U'}{U_n}, \quad (3)$$

где  $U'$  — амплитуда турбулентных пульсаций, равная по опытным данным около 20% значения скорости на оси струи [9 — 12].

Третий коэффициент  $\alpha_2$  определяется, как правило, опытным путем и меняется от 1 до 3 [13]. Последнее значение  $\alpha_2$  относится к помещениям, значительно заполненным мало- и крупногабаритным оборудованием, а также трубопроводами, этажерками, строи-

тельными колоннами, фермами и т.п. Механизм турбулизации звукового потока при обтекании различных тел хорошо изучен. Наличие значительной пульсационной составляющей скорости в следе за телом приводит к увеличению скорости горения.

Экспериментальные и теоретические исследования в области горения газоздушных смесей, выполненные в НТЦ «Взрывоустойчивость» МГСУ, выявили, что на величину избыточного давления при взрыве ГПВС внутри помещений влияют также объемно-планировочное решение помещения (в основном степень вытянутости помещения и расположение сбросных проемов на ограждающих конструкциях); распределение концентрации ГПВС по объему помещения; тип предохранительных конструкций, наличие смежного помещения и другие факторы [13, 14, 15]. Все эти факторы учтены в методике расчета взрывоустойчивости зданий и сооружений при внутреннем дефлаграционном взрыве газоздушных смесей, разработанной в НТЦ «Взрывоустойчивость».

Взрыв ГПВС внутри зданий и сооружений промышленных объектов может быть причиной их разрушения. Однако взрыв опасен не только для тех сооружений, внутри которых он проходит, но и для зданий, расположенных вокруг этого сооружения. До 80% газоздушной смеси оказывается выброшенной в атмосферу через вскрывшиеся сбросные проемы (окна, двери, проемы легкосбрасываемых конструкций). Точнее объем взрывоопасной смеси, попавшей в атмосферу, может быть определен по следующей зависимости:

$$V_{\text{см}} = V \cdot \frac{n_{\text{вкпв}}}{n_{\text{стех}}} \cdot \left(1 - \frac{1}{\varepsilon}\right), \quad (4)$$

где  $V_{\text{см}}$  — объем смеси;  $V$  — объем помещения;  $n_{\text{вкпв}}$  — верхний концентрационный предел воспламеняемости;  $n_{\text{стех}}$  — концентрация смеси стехиометрического состава;  $\varepsilon$  — степень расширения продуктов сгорания.

В результате внутренний взрыв (взрыв в здании) может перейти во внешний (взрыв в атмосфере).

Рассмотрим основные положения методики определения параметров волны сжатия при дефлаграционных взрывах в атмосфере. Подробно методика изложена в [16].

Дефлаграционные взрывы в атмосфере в отличие от детонационных взрывов конденсированных ВВ и детонационных взрывов газопаровоздушных смесей характеризуются значительно меньшей (дозвуковой) скоростью распространения пламени  $W$ . При взрывах ГПВС

в атмосфере максимальные скорости пламени не превышают 240 м/с. При этом практический интерес представляют скорости 70...240 м/с, т.к. при меньших скоростях интенсивность волны сжатия и скоростной напор близки к нулю.

При дефлаграционном взрыве имеют место три зоны действия взрывной волны. В 1-ой зоне, расположенной на расстоянии  $0 < R < R_r$  ( $\Delta R_r$  — радиус продуктов сгорания по окончании взрыва от центра взрыва), происходит взрывное горение горючей смеси, которое воспринимается со стороны как развитие огненного шара (полушара). В этой зоне на сооружение последовательно действуют взрывная волна, движущаяся перед фронтом пламени, а затем раскаленные до 1600...2000°C продукты взрыва, которые неподвижны.

Во 2-ой зоне, расположенной в интервале  $R_r < R < R_{дог}$ , ( $R_{дог}$  — радиус догона волной разряжения волны сжатия), на здание последовательно воздействует фронт взрывной волны и повышающееся до максимального значения  $\Delta P_m$  избыточное давление. После прохождения максимального давления  $\Delta P_m$  на здание воздействует понижающееся избыточное давление и затем давление разрежения.

В 3-й зоне, располагающейся на расстоянии  $R > R_{дог}$ , взрывная волна перестает подпитываться энергией от фронта пламени и превращается в типичную сферическую ударную волну малой интенсивности.

При расчете наземных взрывов радиус огненного шара (радиус облака продуктов взрыва в конце взрывного горения) определяется по формуле:

$$R_r = 0,782 \cdot \left( M \cdot Z \cdot \frac{\epsilon_{ср}}{C_{ср}} \right)^{1/3} \quad (5)$$

При надземных взрывах радиус продуктов взрыва уменьшается в  $\sqrt[3]{2}$  раз.

При дефлаграционном взрыве на фронте воздушной волны и на фронте пламени независимо от количества взрывающегося вещества при постоянной скорости распространения пламени  $W$  на одинако-

вых приведенных расстояниях  $R^0 = \frac{R}{R_r}$  в пределах 1-ой и 2-ой зон

реализуются одинаковые значения величины избыточного давления, скоростного напора, плотности и массовой скорости потока газов.

Максимальное избыточное давление  $\Delta P_{max}$ , реализуемое на фронте пламени, определяется по рис. 1.

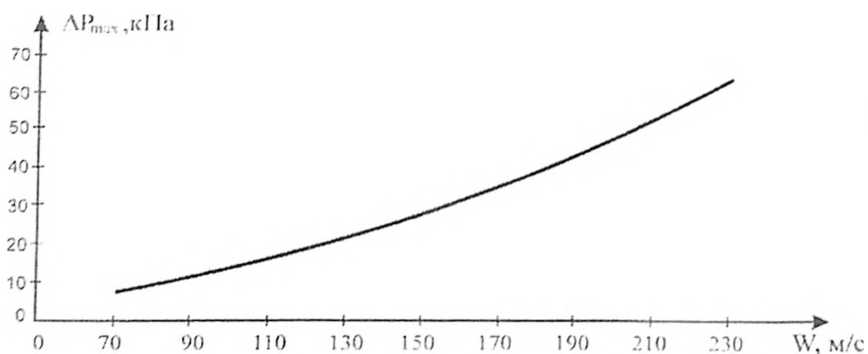


Рис. 1. Максимальное давление в волне сжатия в зависимости от скорости пламени при дефлаграционном взрыве в атмосфере.

Во 2-ой зоне (в области  $1 \leq R^0 \leq R_{дог}^0$ ) местное максимальное избыточное давление  $\Delta P_m$  определяется по формуле:

$$\Delta P_m = \frac{\Delta P_{max}}{1 + B \cdot (R^0 - 1)^C}, \text{ кПа}, \quad (6)$$

где  $R^0 = \frac{R}{R_r}$  приведенное расстояние;  $B = 0,49 - 57$  и  $C = 1,055 - 1,166$

коэффициент и показатель степени, определяемые в зависимости от величины расчетной скорости распространения пламени  $W$ .

Соотношения (5), (6) показывают, что на «дальнобойность» волны сжатия решающее значение оказывает масса вещества, участвующего во взрыве. С другой стороны, из рис. 1 следует, что на максимальный уровень взрывной нагрузки основное влияние оказывает видимая скорость пламени. При этом необходимо отметить, что экспериментально была установлена взаимосвязь между массой вещества, участвующего во взрыве, и видимой скоростью пламени [17,18].

На основе материала, изложенного выше, оценим основные поражающие факторы в случае аварийной ситуации, приводящей к взрыву или пожару, на РТС «Рублево» г.Москвы.

Районная тепловая станция «Рублево» проектировалась и строилась на территории, находящейся в отчуждении от жилой и общественной застройки. Ее первая очередь вошла в строй в 1962 г. В начале 70-х годов здание котельной было реконструировано и расширено. В здании котельной установлены 4 котла ПТВМ-50.

С бурным развитием района в 70-е годы, особенно с прокладкой метро, РТС оказалась в центре густонаселенного жилого массива. В непосредственной близости от РТС располагаются три школы, детская поликлиника, кинотеатр «Брест», станция метро «Молодежная» и жилые пяти- и восьмиэтажные здания.

На станции следует выделить следующие основные объекты, представляющие собой пожаровзрывоопасность: здание котельной, конвективные камеры котлов, газоходы, боров и здание газораспределительного пункта.

В мае 1987 г. на РТС произошел взрыв метановоздушной смеси в конвективной части котла. В результате взрыва были частично разрушены газоходы и боров, из строя вышли два котла, людских жертв не было, не пострадали и окружающие станцию здания.

Остановимся на количественных характеристиках поражающих факторов, которые могут реализоваться при взрыве метановоздушной смеси на некоторых взрывоопасных объектах РТС «Рублево».

#### *Здание котельного отделения*

При утечке метана в здание котельного отделения и образовании смеси стехиометрического состава максимальное избыточное давление взрыва не превысит 4 кПа, и здание получит слабую степень разрушения: разрушение заполнений оконных и дверных проемов, трещины в стенах.

Развитие аварии может произойти и по худшему сценарию. Котельное отделение соединяется с машинным залом переходом шириной около 5 м. Еще несгоревшая метановоздушная смесь через дверные проемы может попасть в машинное отделение, значительно турбулизовавшись. Взрыв ее может привести к увеличению избыточного давления в 2 – 3 раза, т.е. давление может возрасти до 8 – 12 кПа. В этом случае следует ожидать большие разрушения строительных конструкций (стен, перекрытий) как в котельном отделении, так и в машинном зале.

При сгорании в открытом пространстве метановоздушной смеси, истекшей из здания котельной через сбросные проемы, избыточное давление в районе ближайшего от РТС жилого здания не превысит 2 кПа, и в здании будут разрушены оконные стекла, плохо закрепленные или имеющие трещины.

Наибольшие разрушения следует ожидать при взрыве метановоздушной смеси в топочной камере котла ПТВМ-50. Будут разрушены газоходы, боров. При разрушении самого котла возникнет ударная воздушная волна, и избыточное давление на ближайшую к котлу стену здания котельной достигнет, примерно, 16 кПа. Стена будет



разрушена. Образовавшаяся ударная волна при разрушении стены, равная примерно 8 кПа, будет распространяться в открытом пространстве, что приведет к разрушению остекления в ближайших от РТС зданиях.

Наибольшую опасность для прилегающей к РТС застройки в случае горения мазута в ёмкостях хранилища представляют выбросы горящего мазута. Радиус выброса составит от 50 до 200 м. Однако значительный индукционный период развития этого процесса (от 5 до 18 ч), а также возможность воздействия на процесс с помощью средств пожаротушения позволяют принять необходимые меры для снижения вероятности реализации такого явления, а также для минимизации его воздействия на прилегающую застройку.

Взрыв метановоздушной смеси в здании газораспределительного пункта приведет к образованию избыточного давления порядка 7 кПа.

По экспертным оценкам для несущих кирпичных стен толщиной 380 – 570 мм допустимая предельная нагрузка составляет 1,6 – 2,4 кПа. Таким образом, здание ГРП будет разрушено даже в том случае, если оконные проемы будут выполнять роль сбросных проемов. Учитывая, что оконные проемы закрыты листовым металлом, здание ГРП будет однозначно разрушено. При разрушении здания образуется воздушная ударная волна, которая приведет к разрушению стекол оконного остекления котельного и машинного отделения здания станции.

Территория РТС окружена трехметровым бетонным забором. В той части, где забор располагается вблизи здания ГРП, он будет повален, что может привести к человеческим жертвам.

В заключение отметим: анализ аварий на теплоэлектростанциях и результаты расчетов нагрузок при аварийных взрывах ГПВС показывают, что теплоэлектроустановки, особенно расположенные в густонаселенных жилых массивах, представляют собой определенную опасность для окружающих их жилых и общественных зданий и людей, находящихся в них.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. **Водород**, свойства, получение, хранение, транспорт и применение. Ред. Гамбург Д.Ю., Дубовкин Н.Ф. М.: Химия. 1989.
2. **Актуальные** проблемы обеспечения устойчивости к возникновению и развитию пожара, технологий хранения нефти и нефтепродуктов. Тем. обзор ЦНИИТЭнефтехим. 1995. вып. 3.
3. **Мишуев А.В., Комаров А.А.** Воздействие взрывных волн и волн прорыва на транспортные сооружения. Труды конференции «Сейсмостойкость

- крупных транспортных сооружений в сложных инженерно-геологических условиях». Москва: АО ЦНИИС. 1998. часть 1.
4. **Мишуев А.В., Казеннов В.В., Комаров А.А.** Моделирование динамических нагрузок, действующих на строительные конструкции при аварийном взрыве газовоздушных смесей внутри здания. //Пожаровзрывобезопасность. М. 1996. т.5. №1.
  5. **Мишуев А.В., Казеннов В.В., Комаров А.А.** Математическое моделирование процесса взрывного горения в промышленных и гражданских зданиях. //Пожаровзрывобезопасность М. 1995. т.4. №4.
  6. **Мишуев А.В., Комаров А.А.** Концепция взрывобезопасности и взрывоустойчивости в нефтегазовом комплексе. Материалы конференции «Безопасность в нефтегазовом комплексе». М. 27 апреля 2000.
  7. **Мишуев А.В., Комаров А.А.** Прогнозирование последствий внутренних аварийных взрывов на объектах газовой промышленности. //Методологические аспекты оценки техногенных и природных рисков. Сборник трудов ВНИИГАЗ, ОАО «ГАЗПРОМ М. 1999.
  8. **Мишуев А.В., Комаров А.А., Хуснутдинов Д.З.** Внутренние дефлаграционные взрывы. «Системы безопасности связи и телекоммуникаций». 2000. №31.
  9. **Карпов В.П., Северин Е.С.** Турбулентные скорости выгорания пропановоздушных пламен, определенные в бомбе с мешалками. //Физика горения и взрыва. 1978. т.14. №2.
  10. **Карпов В.П., Северин Е.С.** Влияние коэффициентов молекулярного переноса на турбулентную скорость выгорания. //Физика горения и взрыва. 1980. т.16. №1.
  11. **Соколик А.С., Карпов В.П., Семенов Е.С.** О турбулентном горении газов. //Физика горения и взрыва. 1967. т.3. №1.
  12. **Полетаев Н.Л.** Эмпирическая оценка турбулентной скорости выгорания. //Пожаровзрывобезопасность. 1998. №1.
  13. **Бабкин В.С., Вьюн А.В., Казаченко Л.С.** Определение нормальной скорости пламени по записи давления в бомбе постоянного объема. //Физика горения и взрыва. 1967. Т.3. №3.
  14. **Бабкин В.С., Бабушок В.И.** О начальной стадии горения газа в замкнутом объеме. //Физика горения и взрыва. 1977. Т.13. №1.
  15. **Комаров А.А.** Определение вероятных зон затопления при разрушении напорных гидротехнических сооружений. //Водное хозяйство, порты и портовые сооружения, объекты строительства на шельф. Сборник трудов МГСУ.1999.
  16. **Методика** расчета нагрузок на здания и людей при внешнем дефлаграционном взрыве (вторая редакция). МГСУ. 1996.
  17. **Макеев В.И.** Пожарная безопасность зданий, сооружений и объектов. //Пожаровзрывобезопасность. М. №3. 1992.
  18. **Методика** оценки последствий аварийных взрывов топливно воздушных смесей. М. НТЦ //Промышленная безопасность. 1993.

## **II. СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, МАТЕРИАЛЫ, ТЕХНОЛОГИИ**

### **БЕЗОПАЛУБОЧНАЯ ТЕХНОЛОГИЯ ВОЗВЕДЕНИЯ КАМЕННО-НАБРОСНЫХ ПЛОТИН С ДИАФРАГМОЙ ИЗ ЛИТОГО АСФАЛЬТОБЕТОНА КАК СРЕДСТВО ПОВЫШЕНИЯ ИХ НАДЕЖНОСТИ И БЕЗОПАСНОСТИ**

*Борткевич С.В., кандидат техн. наук, Воронин С.Г.,  
Воронович В.Е., инженеры (ОАО «НИИЭС»)*

При строительстве каменно-набросных плотин с противофильтрационным устройством в виде диафрагмы из литого асфальтобетона применяют технологию укладки разогретого асфальтобетона в опалубку или грунт. Возведение диафрагмы с помощью опалубки опережает отсыпку и уплотнение материалов переходных зон, прилегающих непосредственно к диафрагме. После охлаждения асфальтобетона и снятия опалубки производят наращивание переходных зон. При этом возникает опасность повреждения диафрагмы грунтом или механизмами, выполняющими земляные работы на переходных зонах. Повреждения могут выражаться в виде трещин и зон разуплотнения, появление которых способствует получению неравномерной фильтрационной прочности асфальтобетонной диафрагмы. Кроме того, подверженность асфальтобетона влиянию колебаний температуры воздуха и относительно высокий темп его охлаждения на воздухе также отрицательно сказываются на качестве диафрагмы.

Возведение диафрагмы без опалубки с укладкой асфальтобетона в грунт создает благоприятные условия по тепловому режиму и термонапряженному состоянию конструкции по сравнению с ук-

ладкой асфальтобетона в опалубку [1]. Это повышает гарантии обеспечения однородности свойств и сплошности конструкции в строительный период и, в конечном итоге, надежности противофильтрационной диафрагмы.

Безопалубочная технология возведения каменно-набросных плотин с диафрагмой из литого асфальтобетона состоит из следующих (рис. 1) последовательно выполняемых строительных операций:

1. Послойно с уплотнением виброкатками возводят плотину с центральной призмой (1) из грунта полезных выемок. Этот грунт не должен попадать в каменную наброску (3), обладать сцеплением, обеспечивающим возможность устройства траншеи (5) с вертикальными стенками и последующее заполнение их разогретым битумом для создания противофильтрационной диафрагмы. Указанными свойствами характеризуются грунты, содержащие более 35% мелкозема (частиц менее 5 мм) и обычно направляемые в строительные отвалы. Если грунты полезных выемок представлены низкопрочными и выветрелыми породами, то при укладке их в плотину необходимо соблюдать условия рационального использования низкопрочных пород [2].

2. В процессе возведения плотины после укладки каждых трёх-шести слоёв грунта (4) экскаватором устраивают в центральной призме траншею (5), глубину которой принимают 1,5 м – 2,5 м в зависимости от сцепления грунта.

3. Краном с бадьёй или передвижным опрокидывающимся бункером укладывают в подготовленную траншею асфальтобетон с температурой материала  $145^{\circ} - 155^{\circ}\text{C}$  (2), который доставляют к месту укладки автосамосвалами. Каждый ярус укладки асфальтобетона составляет три-шесть слоёв укладки грунта.

4. Выдерживают асфальтобетон в траншее для остывания его до температуры  $60^{\circ} - 70^{\circ}\text{C}$ .

5. Укладывают с уплотнением виброкатками очередные три-шесть слоёв грунта в тело плотины, в том числе и на асфальтобетон.

6. Устраивают в грунте траншею для соосной укладки очередного яруса асфальтобетона с продувкой сжатым воздухом, очищающим поверхность асфальтобетона предыдущего яруса на дне траншеи.

7. Укладывают асфальтобетон в траншею, как указано в пункте 3, и далее продолжают технологические операции в вышеуказанной последовательности.

Основным условием нормальной работы каменно-земляной плотины с асфальтобетонной диафрагмой является обеспечение монолитности асфальтобетона в диафрагме, чем достигается её низкая

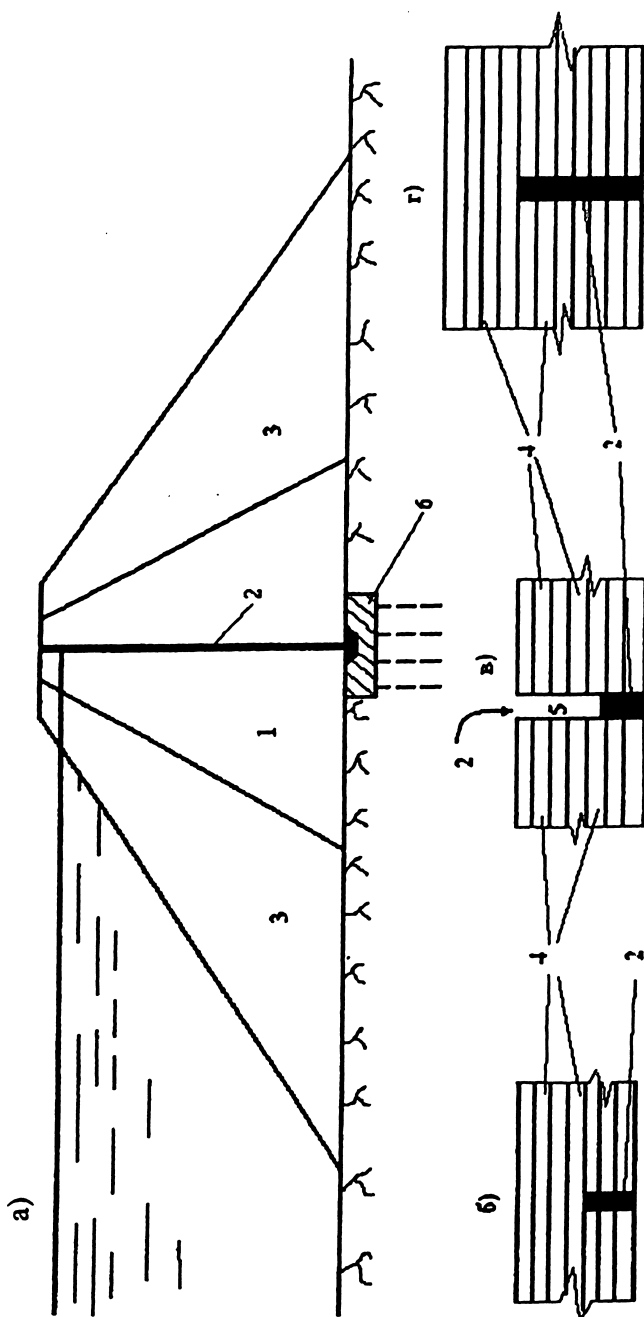


Рис. 1. Схема безопасного возведения каменно-набросной плотины с диафрагмой из литого асфальтобетона: а — принципиальная конструкция плотины; б, в, г — фрагменты технологии ее возведения, соответственно: укладка очередных слоев грунта, устройство траншеи и заливка асфальтобетона, укладка последующих слоев грунта; 1 — центральная призма из грунта полезного выемок; 2 — асфальтобетон; 3 — каменная наброска; 4 — слой отсыпки грунта; 5 — траншея для заливки асфальтобетона; 6 — бетонная пробка в основании плотины.

водопроницаемость. Однако при послойном возведении сооружения могут возникнуть вопросы о качестве сопряжения отдельных ярусов укладки асфальтобетона и фильтрационной прочности межъярусных контактов в условиях действия высоких напорных градиентов. В виду того, что межъярусные контакты асфальтобетона могут засорятся грунтом в процессе производства работ, полное удаление частиц грунта с поверхности асфальтобетона технически трудно осуществить, поэтому были выполнены исследования фильтрационной прочности межъярусных контактов диафрагмы и обоснованы технические требования к их выполнению [3].

Исследования проводили на установке (рис.2), состоящей из двух цилиндров диаметром 150 мм, устанавливаемых один над другим, и разъёмного кольца, расположенного между ними. Кольцо устанавливали только при заливке в цилиндры асфальтобетона и убирали перед началом проведения опытов. Установка оборудована штампом для обжатия исследуемых образцов асфальтобетона и фильтрационной трубкой для подачи воды.

Образцы для опытов приготавливались следующим способом. Асфальтобетон натурального состава при температуре  $145^{\circ} - 155^{\circ}\text{C}$  заливали сначала в нижний цилиндр и выдерживали в течение 1 – 2 суток до полного остывания. После этого на его поверхность укладывали с уплотнением слой влажного грунта необходимой толщины, производили его подсушку до воздушно-сухого состояния, грунтовку горячим битумом и устанавливали фильтрационную трубку с перфорацией в нижней части, которую обсыпали песчаным фильтром. Длина перфорированного участка трубки составляла 6 мм. Затем заливали асфальтобетон в верхний цилиндр и после остывания устанавливали на него штамп для передачи вертикальной нагрузки.

Критерием водопроницаемости в опытах служил коэффициент фильтрации  $K_{\phi}$ , рассчитываемый по формуле, соответствующей радиально-осевой фильтрации воды в горизонтальной плоскости контакта:

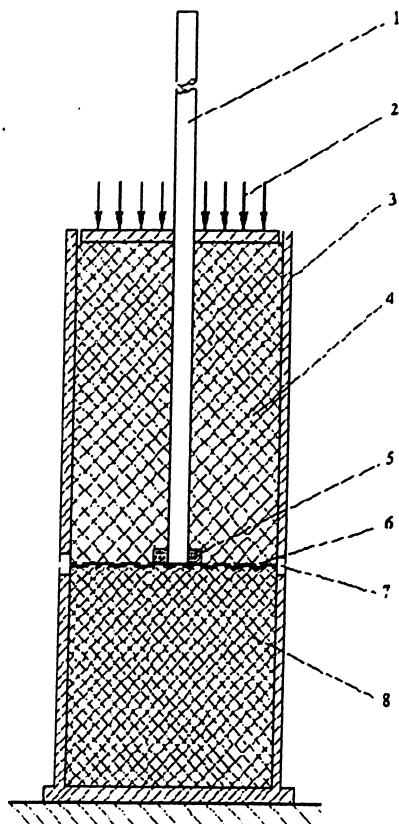
$$K_{\phi} = \frac{Q \ln R/r_0}{2\pi BH}$$

где  $r_0$  — радиус песчаного фильтра;  $R$  — внешний радиус образца асфальтобетона;  $B$  — толщина межъярусного контакта;  $Q$  — фильтрационный расход воды через образец;  $H$  — напор воды в фильтрационной трубке на уровне контакта.

Для обеспечения условий проявления расклинивающего давления воды толщину грунта на контакте принимали максимально

возможной — 2,5 мм. Результаты опытов показали, что величина вертикальных сжимающих напряжений практически не влияет на водопроницаемость контактов, если она незначительно выше давления воды.

Связь между фильтрационным расходом через контакт и градиентом напора — линейная, что подтверждает применимость расчетной формулы (по Дарси).



**Рис. 2.** Схема установки для проведения исследований водопроницаемости межъярусных технологических контактов в асфальтобетонной диафрагме: 1 — фильтрационная трубка для подачи воды и замера расхода; 2 — вертикальная нагрузка; 3 — корпус прибора, состоящий из соосно расположенных один над другим цилиндров; 4, 8 — соответственно верхний и нижний ярусы испытываемого образца асфальтобетона; 5 — песчаный фильтр; 6 — межъярусный контакт; 7 — зазор, фиксируемый разъемным кольцом при формовании образца.

Опыты выполняли в соответствии с программой и в двух вариантах. В первом варианте образцы после заливки верхнего слоя асфальтобетона остывали при комнатной температуре в течении 2 — 3 ч. Во втором варианте образцы помещали в термостат, где остывание их происходило при заданном температурном режиме. Результаты исследований водопроницаемости межъярусных контактов в образцах асфальтобетонной диафрагмы представлены на рис.3 в виде графиков зависимости коэффициента фильтрации  $K_{\phi}$  контакта от толщины слоя грунта в контактной зоне образца.

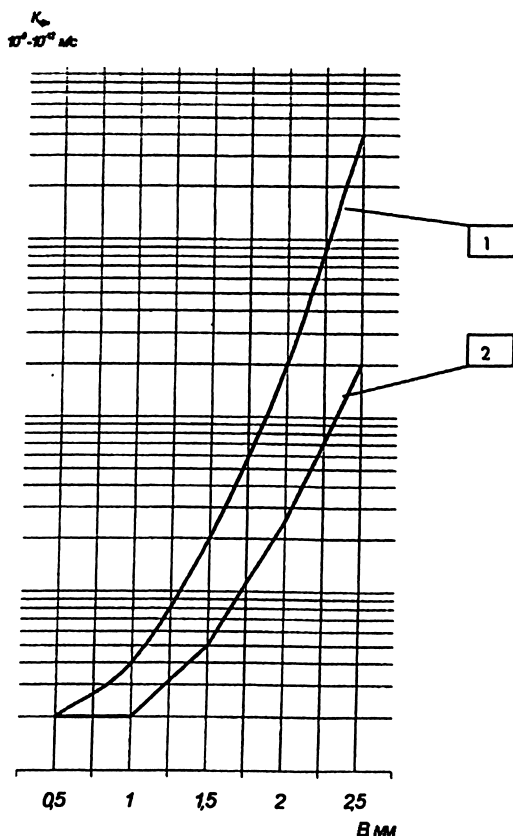


Рис. 3. Графики зависимости коэффициента фильтрации  $K_{\phi}$  межъярусного контакта асфальтобетонной диафрагмы от толщины слоя  $B$  в контактной зоне образца: 1 — остывшего на воздухе; 2 — остывшего в термостате при натурном температурном режиме (напорный градиент — 20)

Фильтрационные исследования показали, что после грунтовки горячим битумом поверхности асфальтобетона образующийся контакт, включающий грунт толщиной до 0,5 мм, имеет водопроница-



емость практически такую же, как в случае контакта без включения грунта. Температурный режим асфальтобетонного образца, соответствующий натуре, позволяет увеличить толщину грунта в межъярусном контакте до 1 мм без какого-либо влияния на водопроницаемость этого образца. Это возможно объяснить тем, что даже при небольшом прогреве межъярусного контакта грунт перемешивается с асфальтобетоном и органически входит в его состав.

Выполненные исследования позволили обосновать технологию подготовки межъярусных контактов диафрагмы, заключающуюся в продувке сжатым воздухом поверхности каждого предыдущего яруса асфальтобетона перед укладкой последующего. При этом для обеспечения продувки оказались полезными ручная трамбовка поверхности свежеложенного асфальтобетона и покрытие её слоем песка толщиной 10–20 мм. Проверка качества межъярусных технологических контактов диафрагмы в натуре выбуриванием кернов показала полное отсутствие каких-либо выраженных контактных поверхностей.

### **Выводы**

1. Применение безопалубочной технологии возведения каменнонабросной плотины с диафрагмой из литого асфальтобетона позволяет получить водоподпорное сооружение с пластичным противofiltrационным устройством, характеризующимся коэффициентами фильтрации  $10^{-10}$ – $10^{-11}$  м/с, что проверено экспериментальными исследованиями.

2. Предлагаемая технология не требует устройства переходных зон на контакте диафрагмы с телом плотины, применения опалубки и специальных асфальтоукладочных машин, при этом исключается возможность образования трещин и разуплотнения в асфальтобетоне, чем способствует повышению надежности сооружения.

3. Безопалубочная технология возведения асфальтобетонной диафрагмы позволяет увеличить скорость возведения плотины и использовать грунты полезных выемок при строительстве.

### **ЛИТЕРАТУРА**

1. Гаврилов С.В. Влияние режима охлаждения асфальтобетона на схему возведения диафрагмы грунтовой плотины в условиях сурового климата. //Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. Сборник научных трудов. Том 189. Конструкции и технология возведения грунтовых плотин. Л.: Энергоиздат. Ленинградское отделение. 1986.
2. Борткевич С.В., Арипов Н.Ф. Условия рационального использования низкопрочных пород при строительстве грунтовых плотин. //Энергетическое строительство. 1981. № 3.

3. Борткевич С.В., Камнев Н.М., Петров Г.И., Скибин А.Н., Скрипников В.А. Исследование водонепроницаемости асфальтобетонной диафрагмы грунтовой плотины с учетом масштабного фактора и технологии строительства. //Сборник научных трудов Гидропроекта. Выпуск 122. Скальные основания гидротехнических сооружений и проблемы оценки масштабного эффекта при изысканиях. М.: 1987.

## **ВОССТАНОВЛЕНИЕ ВОДОНЕПРОНИЦАЕМОСТИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ И ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ ПОДЗЕМНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, ЗАТОПЛЯЕМЫХ ГРУНТОВЫМИ ВОДАМИ, РЕМОНТНЫМИ МАТЕРИАЛАМИ ГРУППЫ «ЦМИД»**

*Давиденко В.М., доктор техн. наук, Костыря Г.З., кандидат  
техн. наук (ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева»)*

Фирма «ЦМИД» уже более 10 лет разрабатывает и выпускает материалы для защиты, ремонта и строительства бетонных, железобетонных и каменных конструкций, эксплуатируемых в условиях воздействия знакопеременных температур, влаги и агрессивной среды.

Для этой цели на фирме разработано более 10 наименований различных строительных материалов. Как показал опыт применения этих материалов в России и странах СНГ, они надежны, технологичны и позволяют, практически, решать все проблемы при устройстве защитных гидроизоляционных покрытий [1 – 3].

При строительстве новых зданий и сооружений, как правило, устраивают наружную гидроизоляцию, работающую на «прижим». В случае ремонта подземных частей уже эксплуатируемых зданий и сооружений противодиффузионные покрытия приходится устраивать изнутри помещений, что резко повышает требования как к подготовке изолируемой поверхности (кирпич, бетон), так и к гидроизоляционным материалам, которые должны иметь надежное сцепление с защищаемой поверхностью при отрывающем гидростатическом давлении грунтовых вод.

Прежде чем осуществлять ремонт, необходимо провести обследование строительных конструкций. При этом следует:

определить максимально возможный уровень грунтовых вод и степень их агрессивности;

оценить способность поверхности наружных стен выдерживать нагрузку совместно с гидроизоляционным покрытием в условиях

максимально возможного для данного помещения гидростатического напора грунтовых вод. Если несущая способность стен низкая, то необходимо проведение специальных работ по повышению несущей способности, например материалом «ЦМИД-2»,

определить места возможных деформаций и трещин за счет неравномерной осадки здания или сооружения, а также наличия деформационных швов;

определить наличие и число вводов инженерных коммуникаций (трубы, электрические кабели), а также крепежных элементов, не подлежащих извлечению на период гидроизоляционных работ;

оценить состояние защищаемой поверхности: наличие мест, загрязненных маслами, битумом, мазутом; степень засоленности и площади, подлежащие обработке преобразователем солей; наличие мест локальной фильтрации и водопроявлений.

В качестве примера разберем наиболее сложный случай ремонта гидроизоляции подземного помещения. Днище помещения находится ниже уровня грунтовых вод и постоянно затопляется водой. В этом случае при выполнении внутренней гидроизоляции должны быть предусмотрены следующие технологические операции:

удаление старых штукатурных и окрасочных покрытий;

подготовка поверхности под изоляцию;

остановка водопритока;

приготовление и нанесение гидроизоляции на основе материалов группы «ЦМИД»;

отделка поверхности гидроизоляции.

Гидроизоляция наносится на поверхности, способные выдержать гидростатический напор грунтовых вод и которые в процессе эксплуатации работают совместно с защитным гидроизоляционным покрытием. Поэтому с поверхности стен и пола должны быть удалены все старые покрытия.

Краска, масляные и битумные пятна снижают адгезию гидроизоляционных материалов. Старые покрытия удаляются механическим способом, а пятна масел и битумов промываются растворителем, например бензином, ацетоном, уайт-спиритом и т.п.

Из строительных швов следует удалить слабый кладочный раствор на глубину не менее 2 см. Расшитые швы, а также дефектные места заполняются новым ремонтным раствором «ЦМИД-ЗШ», который имеет высокие адгезионные и деформативные свойства, повышает водонепроницаемость, повышает устойчивость к агрессивным воздействиям грунтовых вод, повышает морозостойкость и прочность.

Часто на поверхности стен подземных помещений образуются высолы в виде белых пятен (сульфаты и хлориды). Если эти пятна не удалить, то в дальнейшем они могут вызвать отслоение защитных покрытий (в результате развития кристаллизационного давления). Кроме того, они снижают адгезионную прочность на контакте между изолируемой поверхностью и наносимым гидроизоляционным покрытием. Поэтому поверхность засоленных стен должна быть обработана преобразователями солей, которые переводят водорастворимые соли (высолы на поверхности) в водонерастворимые. Универсальным преобразователем для хлоридов и сульфатов являются соли кремнефтористоводородной кислоты.

При этом обрабатываемая поверхность должна быть, по возможности, максимально сухой. Обработка поверхности стен осуществляется за один-два раза (технологическая пауза не менее 7 часов).

Конструкция гидроизоляции внутренних перегородок и стен, примыкающих к наружным ограждающим конструкциям, должна быть аналогичной конструкции гидроизоляции наружных стен. Рекомендуется перед началом гидроизоляционных работ проводить разъединение внутренних перегородок от наружных стен с последующей (после окончания гидроизоляционных работ) заделкой проема. В таком случае гидроизоляция внутренних стен не требуется.

Гидроизоляционное покрытие должно быть выполнено на высоту не ниже 50 см от уровня грунтовых вод. Не рекомендуется наносить гидроизоляционное покрытие до самого потолка.

Более 10 лет назад фирмой «ЦМИД» разработаны и успешно применяются окрасочные гидроизоляционные материалы на основе цемента. Эти материалы можно разделить на две группы: материалы, которые после твердения образуют жесткое гидроизоляционное покрытие, например «ЦМИД-1», «ЦМИД-1К», и материалы, которые после твердения образуют эластичное покрытие, например «ЦМИД-2».

Материалы группы «ЦМИД» являются цементосодержащими и могут наноситься на мокрые и сухие поверхности кистями и валиками.

Для гидроизоляции стен и пола в зданиях, где все деформации, связанные с усадкой твердения цемента и осадкой фундамента, прошли, рационально применение «ЦМИД-1», «ЦМИД-1К». Покрытие выдерживает отрывающий напор до 0,7 МПа, быстро набирает прочность — через 72 часа можно подвергать нагрузкам. Жизнеспособность раствора — 30 мин. при  $T = 20^\circ$ . Для гидроизоляции поверхностей, в которых возможно трещинообразование, необходимо наносить эластичное покрытие «ЦМИД-

1СФ». Ожидаемое раскрытие трещин в таких случаях не превышает 1,5 мм и на такое раскрытии трещин рассчитан материал «ЦМИД-1СФ». В местах сопряжения различных типов покрытий следует предусматривать перекрытие жёсткой гидроизоляции — эластичной, на расстояние в обе стороны не менее 20 см от места сопряжения. Общая толщина гидроизоляционного покрытия составляет до 3 мм.

Заглушение водопроявлений, выражающихся в виде капельных течей или интенсивной фильтрации, производят с помощью ремонтного материала «ЦМИД-6» с обязательной обработкой этих мест материалами «ЦМИД-1», «ЦМИД-1К», «ЦМИД-1СФ».

Обработку поверхности этими материалами рекомендуется проводить в радиусе не менее 40 см от мест фильтрации.

Материал «ЦМИД-6» в сухом виде или смоченный водой вдавливают и растирают в местах протечек воды. Если с первого раза остановить водоприток не удаётся, то операцию повторяют два или три раза. «ЦМИД-6» является заглушающим, а не гидроизоляционным материалом, поэтому его поверхность после остановки водопритока может оставаться сырой.

Подавив водоприток, производят обработку поверхности материалом «ЦМИД-1» (поставляется для применения в готовом виде) на расстоянии не менее 40 см от мест фильтрации. Обработку поверхности производят несколько раз путём ее окраски валиком или кистью.

С помощью материала «ЦМИД-1К» наносят защитное покрытие поверх влажного покрытия из материала «ЦМИД-1». Не допускается нанесение защитного покрытия из «ЦМИД-1К» поверх высохшего слоя «ЦМИД-1», так как с такой поверхностью материал «ЦМИД-1К» имеет пониженную адгезию. Если поверхность высохла, её необходимо ещё раз обработать материалом «ЦМИД-1» (суспензией в соотношении 1 : 2). Подавив водоприток, перед нанесением основного защитного покрытия необходимо провести гидроизоляцию изолируемой поверхности материалом «ЦМИД-1» (суспензией в воде). Гидроизоляцию применяют на сильно пористых и быстро впитывающих поверхностях с целью уменьшения капиллярного подсоса и повышения адгезии наносимого гидроизоляционного покрытия к основанию.

Материал «ЦМИД-1» поставляется в виде сухих смесей в мешках, готовый к применению путём разведения водой. Количество воды подбирают таким образом, чтобы получить раствор с консистенцией, пригодной для его нанесения кистями, щётками, валиками или разбрызгивателями.

В случае заглушения водопроявлений на поверхности, на которой возможны деформации с раскрытием трещин до 1,5 мм, гидроизоляция выполняется следующим образом: на влажную поверхность, покрытую материалом «ЦМИД-1», следует нанести слой материала «ЦМИД-1К»; после его твердения (через 6 – 7 часов), поверх него, за 2 – 3 прохода наносят слой эластичной гидроизоляции «ЦМИД-1СФ».

Плнтуса изготавливаются в местах сопряжения стен с основанием, а также в местах примыкания несущих стен с очень тонкими или недавно установленными перегородками. Для изготовления плнтусов используют обычно ремонтный раствор «ЦМИД-3» или мелкозернистый бетон с добавкой «ЦМИД-4».

Для приготовления ремонтного раствора «ЦМИД-3» можно использовать сухую смесь заводского изготовления. Сухую смесь затворяют водой, доводя рабочий состав до густой тестообразной консистенции. Время перемешивания не должно превышать 2 – 3 мин. Для изготовления плнтусов могут быть использованы инструменты для штукатурных работ.

К инженерным вводам, не извлекаемым перед проведением гидроизоляционных работ и подлежащим предварительной специальной подготовке, относятся: трубопроводы подачи газа, воды и тепла; электрические кабели; канализационные выводы, а также встроенные крепёжные элементы, извлечение которых из ограждающих конструкций не представляется возможным.

Подготовка вводов инженерных коммуникаций выполняют в обязательном порядке, если места их расположения находятся ниже, чем уровень грунтовых вод плюс 0,5 м, а также при наличии интенсивного капиллярного подсоса. Работы по подготовке в общем случае включают: обустройство углубления вокруг ввода, нанесение антикоррозионного покрытия по зачищенному металлу из «ЦМИД-1», заполнение углубления специальным составом («ЦМИД-3» или мелкозернистый бетон с добавкой «ЦМИД-4»). Обустройство углубления вокруг трубы или крепёжного элемента, находящихся в ограждающей конструкции (в полу или стенке), начинают с вырубки округлого углубления диаметром, достаточным для надёжной заделки ввода. Для нанесения антикоррозионного покрытия часть поверхности ввода, находящегося в углублении и выступающего из ограждающей конструкции на расстояние не менее 5 см, очищается от ржавчины, окалин, масел, пыли, жира и других загрязнений. Очищенная поверхность покрывается кистью двумя слоями рабочего состава ремонтного материала «ЦМИД-1». Технологическая пауза между нанесением сло-

ёв составляет от 2 до 6 часов (не более). В течение 10 минут после нанесения второго слоя покрытие обсыпают сухим кварцевым песком. Частицы песка, которые не приклеились к покрытию, должны быть механически удалены, но не ранее, чем через 24 часа с момента нанесения второго слоя. Температура окружающего воздуха при нанесении антикоррозионного покрытия должна быть не ниже  $+5^{\circ}\text{C}$ . Заполнение углубления вокруг ввода производят ремонтным раствором «ЦМИД-3» или мелкозернистым цементным бетоном с добавкой «ЦМИД-4» заподлицо с поверхностью ограждающей конструкции. Вокруг ввода, в радиусе не менее 2-х его диаметров, должен быть нанесён слой эластичной гидроизоляции, плавно переходящей на обработанную материалом «ЦМИД-1К» поверхность. Далее выполняется основное гидроизоляционное покрытие. В случае, если герметизация вводов выполняется в составе эластичной гидроизоляции, то необходимо лишь двухкратное нанесение вокруг него эластичного материала «ЦМИД-1СФ». Изготовленное гидроизоляционное покрытие с использованием материалов системы «ЦМИД» должно быть в течении 3-х суток (не менее) защищено от преждевременного высыхания, воздушных потоков, прямого солнечного воздействия и замораживания. На изготовленное покрытие не допускается попадание органических растворителей (бензина, керосина и т.д.), а также нанесение материалов, не пропускающих водяные пары в период их эксплуатации.

### *Заключение*

1. Материалы системы защиты и ремонта группы «ЦМИД» нашли применение при ремонте бетонных, кирпичных и каменных конструкций в гидротехническом, атомном, морском, гражданском и транспортном строительстве.

2. Особенно они эффективны при восстановлении водонепроницаемости фильтрующих строительных конструкций в подземной части сооружения.

3. Высокие физико-химические свойства материалов группы «ЦМИД» (водонепроницаемость, прочность, морозостойкость), а также простота технологии проведения ремонтных работ открывают возможности для использования их в строительстве.

### ЛИТЕРАТУРА

1. Давиденко В.М., Сулимов В.С., Паромова Г.Ф. Особенности технологии ремонта фильтрующего бетона береговых насосных станций. //Известия ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева. Т.237 «Надёжность бетонных и железобетонных энергетических сооружений». Л.: 2000.

2. Костыря Г.З. Опыт применения композиции «ЦМИД» в строительстве. Материалы совещания «Добавки в бетон мостовых конструкций. Опыт применения», Орёл.: 2000.

3. Костыря. Г.З. Современные требования к ремонтным механизмам и бетону для ремонтов строительных конструкций. Опыт применяемости композиции «ЦМИД» в строительстве, ремонте и реконструкции зданий и сооружений. Тезисы доклада на семинаре «Современные технологии строительства, реконструкции, ремонта и содержания искусственных сооружений и автомобильных дорог». С.-Пб.: 2000 г.

## **ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ФРАГМЕНТА СОПРЯЖЕНИЯ БЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, ВКЛЮЧАЮЩЕГО ТОНКУЮ УПРУГУЮ ПРОСЛОЙКУ С ПОЛОСТЬЮ**

*Паромова Г.Ф., Сулимов В.С. инженеры  
(ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева»)*

Для отдельных элементов конструкций бетонных гидротехнических сооружений такие включения, как швы, трещины, ослабленные зоны, каверны, пустоты и т.п., являются обычным явлением. Это вызвано особенностями технологии строительства и ремонта массивных гидротехнических сооружений, а также деструктивными процессами, происходящими в бетоне во время их эксплуатации. Перечисленные выше включения относятся к разряду внутренних концентраторов в отличие от штампов, накладок (стрингеров). Внутренние концентраторы принято называть также дефектами. Дефекты, помимо своего основного свойства концентрировать вокруг себя напряжения, вызывают еще и разрыв непрерывности поля напряжений и смещений при переходе через поверхности, на которых они расположены.

Если считать, что равномерность и однородность распределения напряжений по сечению элемента конструкции является одним из критериев его работы, то изучение напряженно-деформированного состояния бетонных элементов, включающих дефекты, представляет определенный практический интерес.

Для исследования напряженно-деформированного состояния фрагмента сопряжения бетонных элементов, включающего тонкую упругую прослойку и отличающегося по своим деформативным характеристикам от основного материала рассматриваемого фрагмента, была использована универсальная программа расчета методом



конечных элементов анизотропных осесимметричных конструкций при силовых и температурных воздействиях, разработанная в ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева». Эта программа позволяет определить во всех узлах и элементах расчетной области деформации, напряжения, перемещения в рамках плоской и осесимметричной задачи теории упругости. При проведении исследований авторов, в основном, интересовала качественная картина распределения напряжений по различным сечениям расчетной модели.

Ранее авторами была исследована математическая модель фрагмента сопряжения бетонных элементов, включающих зацементированный шов (тонкую упругую прослойку) в рамках плоской задачи теории упругости\*.

В данной работе решалась осесимметричная задача теории упругости. Расчетная модель представляла собой цилиндрические элементы, соединенные тонкой упругой прослойкой (швом). Разбивочная сетка конечных элементов была построена таким образом, что наибольшее ее сгущение приходилось на шов и прилегающие к нему зоны, так как именно эти участки представляют наибольший интерес с точки зрения напряженного состояния. Общее количество элементов разбивочной сетки составило более 1200. Отношение толщины прослойки (шва) к общей высоте фрагмента 1/50 (рис. 1). Также как и в плоской задаче, были рассмотрены случаи одноосного (равномерно распределенная нагрузка приложена к противоположным граням модели, перпендикулярным оси Z) и всестороннего сжатия (равномерно распределенная нагрузка приложена по всей поверхности модели). Также исследовалась зависимость распределения напряжений в различных сечениях от отношения модулей основного материала фрагмента сопряжения и материала тонкой упругой прослойки ( $E_6/E_{np}$ ). В табл. 1 представлены значения напряжений и деформаций в сечении, проходящем по прослойке и перпендикулярном оси для случая всестороннего сжатия.

При отношениях  $E_6/E_{np}$  до 10 наблюдается резкое уменьшение радиальных напряжений  $\sigma_r, \sigma_\theta$  в прослойке; напряжения  $\sigma_z$ , нормальные к площадкам, перпендикулярным оси Z, постоянны. При  $E_6/E_{np} \gg 10$  напряжения  $\sigma_r, \sigma_\theta$  почти не меняются, а касательные напряжения  $\sigma_{rz}$  стремятся к нулю. При такой огромной разности в прочности между основным материалом сопряжения и прослойкой последняя просто перестает «работать», как бы сминается под действием нагрузки.

\* Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, Т.199., с. 54 – 55

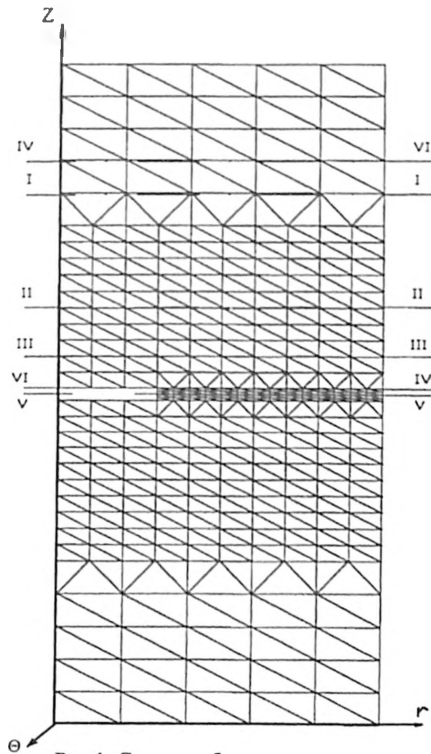


Рис. 1. Схема разбивки сопряжения сеткой конечных элементов

Таблица 1.

Изменение напряжений и относительных деформаций в прослойке при различных отношениях  $E_{\sigma}/E_{np}$  для случая всестороннего сжатия фрагмента сопряжения равномерно распределенной нагрузкой 10 МПа (коэффициент Пуассона  $\nu = 0,17$ )

$E_{\sigma}/E_{np}$	$\sigma_z$ , МПа	$\sigma_r$ , МПа	$\sigma_{\theta}$ , МПа	$\varepsilon_z$ ,	$\varepsilon_r, \varepsilon_{\theta}$	$\sigma_{rz}$ , МПа
1,5	10	70	70	$0,1 \cdot 10^{-3}$	$0,12 \cdot 10^{-3}$	0,9
5	10	30	30	$0,12 \cdot 10^{-2}$	$0,3 \cdot 10^{-3}$	0,8
10	10	20	20	$0,2 \cdot 10^{-2}$	$0,3 \cdot 10^{-3}$	0,7
100	10	18	18	$0,4 \cdot 10^{-1}$	$0,3 \cdot 10^{-3}$	0,1
1000	10	17	17	0,4	$0,3 \cdot 10^{-3}$	$0,13 \cdot 10^{-1}$

Кроме того, был рассмотрен случай, когда модуль упругости прослойки больше модуля упругости основного материала ( $E_{np} > E_0$ ). В этом случае напряжения  $\sigma_r, \sigma_\theta$  в прослойке становятся растягивающими, «работа» шва сходна с работой арматуры на растяжение.

Решение осесимметричной задачи подтвердило основные выводы, сделанные ранее при решении плоской задачи теории упругости:

для создания равномерного и однородного распределения напряжений в рассматриваемой модели сопряжения необходимо, чтобы деформативность материала тонкой упругой прослойки приближалась к деформативности основного материала фрагмента сопряжения;

схема с всесторонним обжатием фрагмента сопряжения является наиболее благоприятной с точки зрения напряженно-деформированного состояния;

на границе основного материала и прослойки наблюдается концентрация напряжений, обычная при сопряжении разномодульных материалов.

С использованием той же модели сопряжения был рассмотрен случай наличия полости в тонкой упругой прослойке, более деформативной чем материал сопрягаемых элементов. На рис. 1 представлена схема разбивки фрагмента сопряжения сеткой конечных элементов. На рис. 2 и 3 представлены эпюры напряжений  $\sigma_z, \sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_{rz}$  для сечений, перпендикулярных оси  $Z$  и расположенных на различном расстоянии от оси модели при одноосном (рис.2) и всестороннем сжатии (рис.3) рассматриваемого фрагмента сопряжения.

При всестороннем сжатии (рис. 3) в той части сечений, которая попадает в зону пустоты в прослойке, наблюдается резкое уменьшение значений  $\sigma_z$ , но по мере удаления от прослойки эпюры  $\sigma_z$  по сечению постепенно выравниваются. Радиальные напряжения  $\sigma_r, \sigma_\theta$ , нормальные площадкам, параллельным боковым граням модели, не испытывают влияния пустоты в прослойке. Эпюры касательных напряжений  $\sigma_{rz}$  имеют резкий скачок на границе заполненной части прослойки и пустоты по всем сечениям для случая всестороннего сжатия фрагмента сопряжения.

Для случая одноосного сжатия (рис.2) скачок в эпюрах  $\sigma_{rz}$  наблюдается на границе заполненной части прослойки и пустоты для сечений более удаленных от прослойки (сеч. I-I, II-II). На границе основного материала и прослойки, а также на границе материала прослойки и пустоты касательные напряжения  $\sigma_{rz}$  очень малы

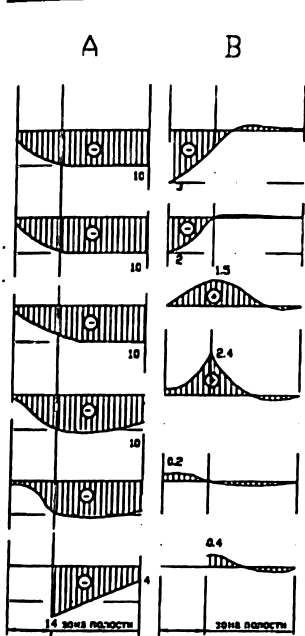


Рис.2. Эпюры напряжений для случая одноосного сжатия сопряжения с полостью в ослабленной прослойке А —  $\sigma_z$ ; В —  $\sigma_{rz}$

Сечение VI-VI

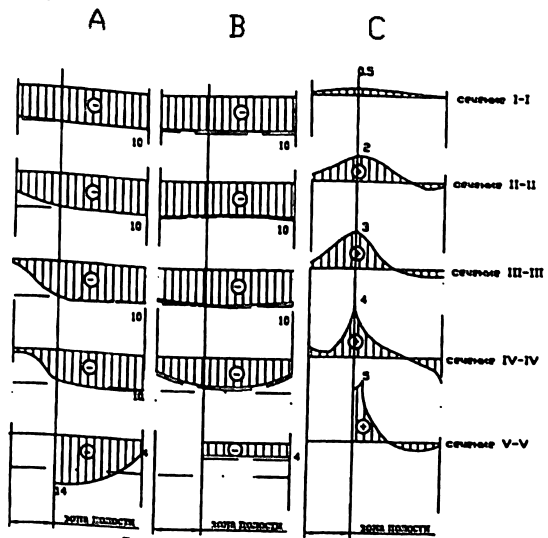


Рис.3. Эпюры напряжений для случая всестороннего сжатия сопряжения с полостью в ослабленной прослойке А —  $\sigma_z$ ; В —  $\sigma_r, \sigma_\theta$ ; С —  $\sigma_{rz}$

(сеч. IV — IV, V — V), что вызвано, очевидно, отсутствием сдвигающих усилий, приложенных к боковой поверхности модели.

Таким образом, наличие тонкой упругой прослойки в фрагменте сопряжения и наличие полости в этой прослойке нарушают нормальное распределение напряжений по сечениям (скачки напряжений, разрыв поля напряжений), свойственное конструкции из однородного по прочностным и деформативным характеристикам материала, что не может не сказаться на нормальной статической работе конструкции.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ  
ХАРАКТЕРИСТИК ЗОЛЬНОГО КАМНЯ  
С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЗОЛЫ ВОРКУТИНСКОЙ ТЭЦ-2

*Паромова Г.Ф., Сулимов В.С. инженеры  
(ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева»)*

В инженерных целях отходы тепловых электростанций используются при засыпке траншей водоводов различного назначения, в обратных засыпках котлованов, для теплоизоляции откосов плотин в ограждающих дамбах золоотвалов и т.п. Так, например, при ремонте туннелей различного назначения мелкие золы используются в составах для заполнения заобделочных пустот, что позволяет сэкономить большие объемы цемента.

В таблице приведены примеры многопрофильного использования золошлаковых отходов для производства строительных материалов.

*Таблица*

*Использование золошлаковых отходов некоторых энергетических объектов для производства строительных материалов*

Объект 1	Продукция 2
Рефтинская ГРЭС	Известково-зольное вяжущее, безобжиговый зольный гравий и бетон на его основе
Средне-Уральская ГРЭС	Тонкомолотый золосодержащий цемент, стеновые камни, безобжиговый лицевой кирпич
Нижне-Туринская ГРЭС	Мелкие золобетонные стеновые камни, безобжиговый зольный гравий и стеновые камни на его основе
Абаканская ТЭС	Золошлакоцементное вяжущее, зольный гравий
Ермаковская ГРЭС	Глиноземное производство, комплексная переработка золы с получением ферросилиция, жидкого гранулированного шлака, стеклоплитки, шлакокаменного литья, шлаковаты
Дорогобужская ТЭЦ	Ячеистый бетон
Ново-Зиминская ТЭЦ	Ячеистый бетон
Рязанская ГРЭС	Ячеистый бетон

Одной из основных трудностей, возникающих при использовании золошлаковых отходов в тех или иных целях, является тот

факт, что зола даже от одного энергетического объекта имеет довольно высокий разброс свойств. Основными факторами, вызывающими колебания состава и свойств золы, являются непостоянство состава и свойств твердых топлив, а также режимы их сжигания.

Показатели качества золошлаковых материалов могут иметь довольно широкий диапазон. Так, крупность ограничивается содержанием материала более 40 мм, а также фракцией менее 0,315 мм. Химический состав — содержанием  $\text{CaO}$  и  $\text{SiO}_2$ , магния, сернистых и сернокислых соединений и т.д. Одним из основных показателей качества зол является их дисперсность, характеризуемая удельной поверхностью. Так, например, для Красногорской ТЭЦ этот показатель равен  $3500 \div 4800 \text{ см}^2/\text{г}$ ; Богословской ТЭЦ —  $3300 \div 4500 \text{ см}^2/\text{г}$ ; Рефтинской ГРЭС —  $2800 \div 4000 \text{ см}^2/\text{г}$ .

Таким образом, невозможно дать какие-то общие рекомендации при использовании золошлаковых материалов в тех или иных целях. В каждом конкретном случае необходимо проводить комплекс лабораторных исследований, которые должны касаться как физико-механических характеристик зол, так и химико-минералогического состава, а также их поведения в природной среде. Необходимо также отрабатывать методику получения конечного материала с необходимыми свойствами.

Целью данной работы являлось получение зольного камня достаточно высокой прочности ( $20 \div 25 \text{ МПа}$ ) и водостойкости с использованием зол Воркутинской ТЭЦ-2 (отвальной и сухого отбора). Используемая для исследований зола соответствовала ГОСТ 25818-83. Авторы не ставили перед собой цели рассмотрения сложнейших физико-химических процессов, происходящих при затворении и твердении зольного вяжущего. Основной задачей было отработать методику приготовления композиции на основе зольного вяжущего, имеющей заданную высокую прочность на сжатие при различных условиях твердения, и проследить изменение этой прочности со временем.

Для повышения прочности зольного камня применялось механоактивация золы путем помола в шаровой мельнице в течение 5 минут до получения удельной поверхности около  $5000 \text{ см}^2/\text{г}$ . Предварительными прикидочными испытаниями было установлено, что после активации прочность образцов зольного камня возросла приблизительно в 3 раза.

В качестве активизатора твердения механоактивированной золы применялось жидкое стекло: в данном случае было использовано жидкое стекло Санкт-Петербургского клеевого завода, имеющее

кремнеземистый модуль  $n = 2,7 \div 2,9$ . Доведение кремнеземистого модуля жидкого стекла до требуемых величин ( $n=0,5 \div 2,5$ ) производилось добавкой щелочи NaOH, после чего его величина контролировалась титрованием (ГОСТ 13078-81).

Для определения физико-механических свойств зольного камня приготавливались зольные пасты, затворяемые водными растворами жидкого стекла. Перемешивание паст производилось в лабораторном смесителе, после чего они укладывались в формы образцов кубов с ребром 30 мм. Приготовленные таким образом образцы подвергались тепловлажностной обработке в пропарочной камере по режиму: выдержка — подъем температуры — изотермический прогрев при  $T=90^\circ\text{C}$  — остывание (2 + 3 + 12 + 2 часа).

При методических исследованиях изготавливались образцы с различным водозольным отношением и различным кремнеземистым (силикатным) модулем жидкого стекла. Прикидочные исследования показали, что при прочих равных параметрах лучшие свойства (прочность, удобоукладываемость, водостойкость и др.) имеют образцы зольного камня с добавлением 20% жидкого стекла, имеющего силикатный модуль  $n=1$  (рис.1) и водозольным отношением  $0,33 \div 0,4$  (рис.2).

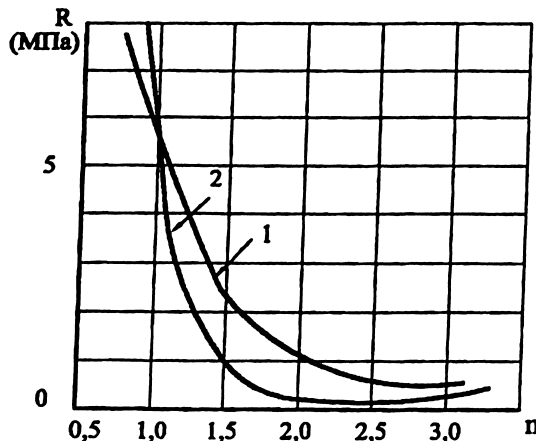
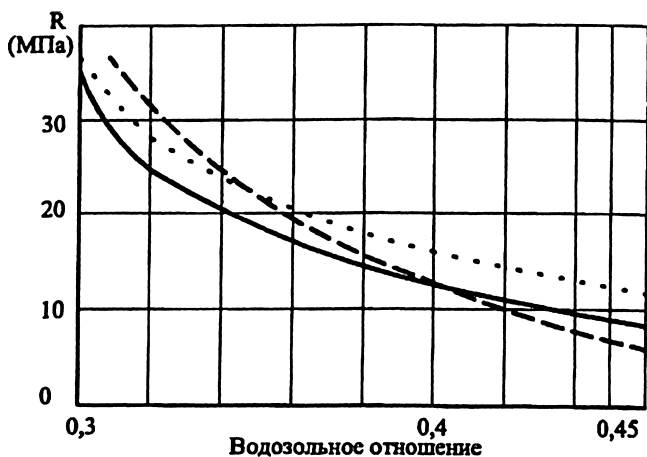


Рис. 1. Зависимость прочности на сжатие зольного камня из неактивированной золы в ранние сроки от модуля ( $n$ ) жидкого стекла: 1 — зола сухого отбора,  $V/3=0,45$ ; 2 — отвальная зола,  $V/3=0,45$

Образцы из отвальной золы ( $n=1,0$ ;  $V/3=0,33 \div 0,4$ ) имеют неплохую прочность (до 30 МПа) сразу после изготовления и выдержки в пропарочной камере, но при хранении во влажных условиях (и в воде) их прочность сначала снижается, затем очень медленно зольный камень начинает набирать прочность. Было бы интересно



- испытание в возрасте 28 сут. при хранении в воде
- - - испытание в возрасте 1 сут.
- · · · · испытание в возрасте 28 сут. при воздушно-влажном хранении

**Рис. 2.** Зависимость прочности на сжатие образцов зольного камня от водозольного отношения в различном возрасте (зола сухого отбора, активированная, 20% жидкого стекла с  $n=1$ )

пронаблюдать прочность образцов зольного камня из отвальной золы при хранении  $\gg 90$  суток, но к сожалению такими данными авторы пока не располагают.

Более подробно были рассмотрены свойства золы сухого отбора. На рис. 3, 4 представлены графики изменения прочности на сжатие зольного камня из активированной золы сухого отбора с добавлением 20% жидкого стекла, имеющего силикатный модуль  $n=1$ . Для получения представленных зависимостей были изготовлены партии образцов (не менее 30 штук) с различным водозольным отношением. Образцы с одинаковыми параметрами хранились в воздушно-влажном состоянии и в воде. Испытания партий образцов зольного камня на сжатие производилось в возрасте 1, 3, 28, 60 и 90 суток. Из графиков, представленных на рис. 3 и 4, видно, что в ранние сроки хранения зольный камень набирает достаточно высокую прочность (до 30 МПа). Далее в возрасте 28 – 60 суток идет снижение прочности, и после 60 суток хранения зольный камень начинает опять набирать прочность, причем при хранении в воде образцы зольного камня имеют более резкое снижение прочности на сжатие в возрасте 28 – 60 суток. Наибольшую прочность при других равных параметрах



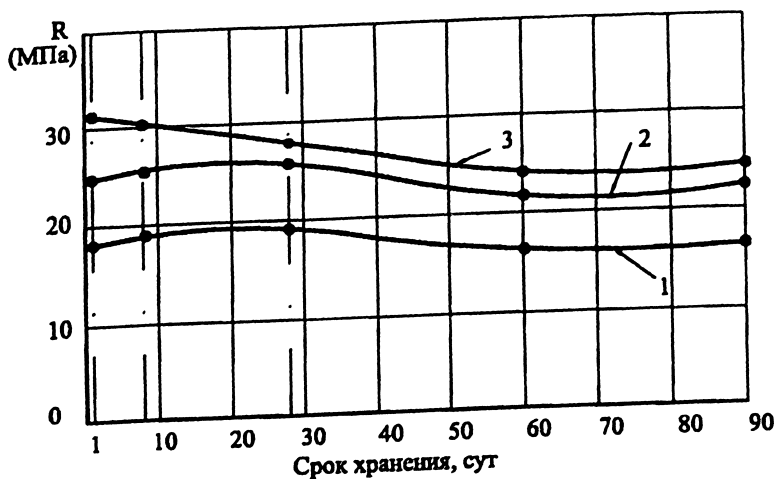


Рис. 3. Изменение прочности на сжатие зольного камня со временем при воздушно-влажном хранении (зола сухого отбора, активированная, 20% жидкого стекла с  $n=1$ ): 1 —  $V/3=0,4$ ; 2 —  $V/3=0,36$ ; 3 —  $V/3=0,33$

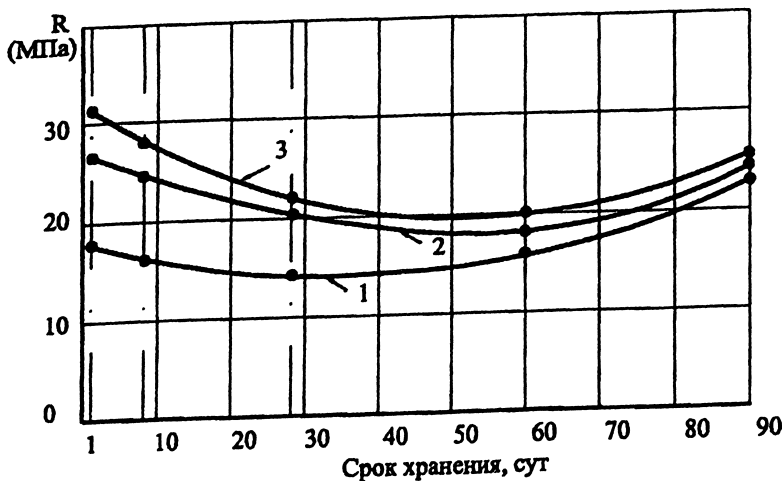


Рис. 4. Изменение прочности на сжатие зольного камня со временем при хранении в воде (зола сухого отбора, активированная, 20% жидкого стекла с  $n=1$ ): 1 —  $V/3=0,4$ ; 2 —  $V/3=0,36$ ; 3 —  $V/3=0,33$

имеют образцы с водозольным отношением 0,33, дальнейшее снижение водозольного отношения невозможно с точки зрения удобоукладываемости, пластичности зольных паст. В результате проведенных лабораторных исследований была решена поставленная задача получения достаточно водостойкого зольного камня прочностью  $20 \div 25$  МПа. Одним из возможных вариантов использования полученного материал на основе зольного вяжущего является изготовление мелкоштучных стеновых панелей для гражданского строительства.

## **МОДЕЛИРОВАНИЕ ТЕРМОНАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ БЕТОННЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ТЕРМОБАТАРЕЙ**

*Зимнюков В.А., Зборовская М.И., кандидаты техн. наук  
(МГУ Природообустройства)*

В течение последних лет сфера использования термоэлектрических батарей значительно расширилась. Это привело к увеличению круга задач, решаемых с их помощью и росту числа инженерно-технических и научных работников, занимающихся проектированием и применением различных термоэлектрических устройств [1]. Известно, что в настоящее время термоэлектрические охлаждающие и нагревающие устройства находят широкое применение в различных областях науки и техники — радио, медицине, космонавтике, энергетическом строительстве и др. Это объясняется стремлением обеспечить надёжность и безопасность конструкций, подвергающихся воздействию значительных перепадов температур.

При этом важнейшие достоинства термоэлектрических батарей — компактность, малая масса, практически неограниченный срок работы, минимум потребляемой мощности, возможность дозирования тепла и холода в сколь угодно количествах, независимость работы от ориентации устройства в пространстве, сохранение работоспособности в любых сложных условиях, в том числе при воздействии механических перегрузок, отсутствие в системах жидкостей и газов, быстроедействие — делают их наиболее универсальными и безопасными из всех существующих традиционных устройств, служащих для воспроизведения заданного температурного режима. Кроме того, простым изменением направления постоянного тока питания термобатарея превращается из нагревателя в охладитель и наоборот. Совмещение в одном устройстве охладителя и нагревателя создаёт идеальные возможности регулирования температуры.

В последние годы разработан ряд методов, позволяющих рационально сконструировать термобатареи с заданными параметрами и размерами [2].

Действие термоэлектрических устройств основано на эффекте Пельтье. Этот эффект, а также два других, сопутствующих ему, — Зеебека и Томсона — обусловлены взаимным превращением электрической и тепловой энергии.

Таким образом, при работе термоэлемента имеют место все три термоэлектрических эффекта — Пельтье, Зеебека, Томсона. На них накладываются необратимые явления — выделение «джоулева» тепла в объеме ветви и поток тепла, обусловленный градиентом температуры.

Совокупность этих эффектов определяет распределение температуры в ветви термоэлемента, его охлаждающую и нагревающую способности и другие характеристики. Для получения большей холодо- и теплопроизводительности термоэлементы набираются в батареи. При этом они обычно последовательно соединяются в электрическую цепь и параллельно по отношению к тепловому потоку.

Важной характеристикой режима работы термобатареи, определяющей её энергетику, является максимальный перепад температуры на термоэлементе. В практике расчетов часто используется расчетное значение максимального перепада

$$\Delta T_{\max} = 0,5zT_0^2, \quad (1)$$

где  $T_0$  — заданная температура холодной стороны термоэлемента;  $z$  — термоэлектрическая эффективность.

В настоящих исследованиях проверялось:

электрическое сопротивление каждой батареи при температуре  $20 \pm 5^\circ\text{C}$  по следующей методике: каждая батарея устанавливалась на токонепроводящую поверхность; выводы измерительного прибора В7 — 27А подсоединялись к шинам и «+» каждой батареи; производилось измерение сопротивления батареи — электрическое сопротивление данных батарей находилось в пределах  $1,2 \pm 0,2$  Ом;

электрическое сопротивление изоляции между шинами питания и плоскостями «горячей» и «холодной» сторон по следующей методике: каждая батарея устанавливалась на токонепроводящую поверхность; с помощью мегоммера типа М4100/2 ТУ 25-04-2131-72 производилось измерение сопротивления изоляции между шиной «—» и поверхностями «горячей» и «холодной» сторон — электрическое сопротивление изоляции составляло  $21 \pm 0,3$  МОм; с помощью мегоммера производилось измерение сопротивления изоляции между шиной «+» и поверхностями «горячей» и «холодной» сторон.

Электрическое сопротивление термоэлектрических батарей составило во всех случаях не менее 20 МОм.

Решалась основная задача — проверка максимального перепада температур между поверхностями «горячей» и «холодной» сторон термобатареи в вакууме не выше  $10^{-3}$  мм рт. ст. Производилась она по следующей методике:

собиралась схема, представленная на рис. 1;

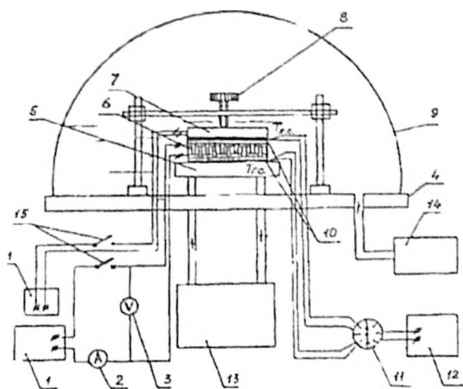


Рис. 1. Испытательный стенд.

1 — источник постоянного тока; 2 — амперметр астатический; 3 — вольтметр цифровой Ф4214; 4 — вакуумная плита установки ВОУ-1А; 5 — теплообменник; 6 — охладитель ЯЦЛК 432213.002 тепловой нагрузки; 7 — защитный алюминиевый экран; 8 — прижимной винт; 9 — вакуумный колпак для установки ВОУ-1А; 10 — термопара медь-константовая; 11 — переключатель термопар; 12 — вольтметр Щ 301 или вольтметр Щ 68003 или вольтметр Щ 1516; 13 — термостат СЖМЛ-19/2,5-И1; 14 — вакуумный насос; 15 — выключатель.

рабочая поверхность термобатареи и поверхность «горячих» спаев охладителя равномерно покрывалась слоем теплопроводящей пасты КПТ-8. Расход пасты — 0,05 г на 1 см<sup>2</sup> контактирующей поверхности;

батарея, поверхностью «горячих» спаев, устанавливалась на теплообменник и фиксировалась на нём поворотом винта;

на теплообменник и батарею устанавливалась медь — константовые термоэлектрические преобразователи с подключением к цифровому вольтметру Щ68003;

выводные элементы питания батареи «—» и «+» подсоединялись к соответствующим клеммам источника питания постоянного тока;

ползунок контактного термостата устанавливался на значение температуры воды, равное  $30 \pm 1,5^\circ\text{C}$ ;

включался нагреватель термостата и насос подачи воды в теплообменник;

устанавливался вакуумный колпак (поз. 9) на вакуумную плиту (поз. 4), с помощью вакуумного насоса давление под колпаком понижалось до величины не выше  $1 \times 10^{-3}$  мм рт. ст.;

по показаниям приборов контролировалось давление под вакуумным колпаком и температура теплообменника;

включался источник питания и путём плавного увеличения силы тока в диапазоне  $3,2 \div 3,8$ , проходящего через термоэлектрическую батарею, на  $0,2\text{A}$  удавалось достичь на «холодной» стороне охладителя возможно низшей температуры ( $T_x$ );

при постоянной температуре на «горячей» стороне охладителя ( $T_r$ ) максимальный перепад температур ( $\Delta T_{\text{max}}$ ) определялся по формуле:

$$\Delta T_{\text{max}} = T_r - T_x;$$

определялся потребляемый ток и напряжение на охладителе по показаниям приборов;

отключался источник постоянного тока, нагреватель термоса, насос подачи воды в теплообменник, вакуумный насос;

результаты измерений заносились в журнал.

В табл.1 представлены результаты испытаний термоэлектрической батареи ТБ-5 при температуре теплообменника  $30^\circ\text{C}$ .

Термоэлектрическая батарея считается выдержавшей испытание, если имеет максимальный перепад температур ( $\Delta T_{\text{max}}$ ), близкий к  $70^\circ\text{C}$ , при температуре «горячих» спаев  $30^\circ\text{C}$  в вакууме не выше  $1 \times 10^{-3}$  мм рт. ст. Как видно из табл.1, этому показателю соответствуют результаты проведенных испытаний. При температуре «горячих» спаев  $20^\circ\text{C}$   $\Delta T_{\text{max}}$  оказался меньше лишь на  $3 \div 4^\circ\text{C}$ .

Таким образом, создаваемый перепад температур данной термоэлектрической батареей является вполне достаточным для проведения испытаний на нагреваемых моделях.

По аналогичной методике были проведены тарировочные испытания всех имеющихся в распоряжении термоэлектрических батарей, что позволило отобрать для последующих исследований необходимое число батарей, отвечающих требованиям ТУ [3].

Разработка системы воспроизведения заданного температурного режима на модели с использованием термоэлектрических батарей осуществлялась в два этапа.

Таблица 1.

I	U	T <sub>γ</sub>	T <sub>Γ</sub>	ΔT <sub>max</sub>
1	2	3	4	5
1.0	1.64	-10	30	40
1.2	1.89	-15	30	45
1.4	2.16	-19	30	49
1.6	2.40	-22.5	30	52.5
1.8	2.64	-26	30	56
2.0	2.88	-29	30	59
2.2	3.14	-32	30	62
2.4	3.36	-33.5	30	63.5
2.6	3.60	-35.5	30	65.5
2.8	3.83	-37	30.5	67.5
3.0	4.08	-38.5	30.5	69
3.2	4.32	-39.5	30.5	70
3.4	4.56	-39.5	30.5	70
3.6	4.82	-39.5	30.5	70
3.8	5.08	-39.5	30.5	70
4.0	5.35	-39	30.5	69.5

На первом этапе исследования проводились на образце, выполненном на основе гипсового вяжущего (состава гипс:песок:вода=1 : 4 : 1,4) и размерами 16 x 16 x 10 см. Физико-механические и теплофизические характеристики материала образца приведены в табл. 2.

Таблица 2

*Характеристики модельного материала*

γ кг/м <sup>3</sup>	R <sub>p</sub> 10 <sup>5</sup> Па	R <sub>тп</sub> 10 <sup>5</sup> Па	E <sub>ст</sub>	c м/с	H <sub>γ</sub> 10 <sup>5</sup> Па	λ Вт/(м*К)	a м <sup>2</sup> /с	α К <sup>-1</sup>
1510	5,3	55,8	49100	2020	56200	0,54	0,45*10 <sup>-6</sup>	19,5*10 <sup>-6</sup>

На образце было установлено 9 термоэлектрических преобразователей и 16 термобатарей (12+4). Размещение батарей на образце для измерения температур представлено на рис. 2.

После установки на образце термоэлектрических преобразователей наносился слой теплопроводной выравнивающей пасты КПТ-7, и крепились термоэлектрические батареи с помощью специального трафарета.

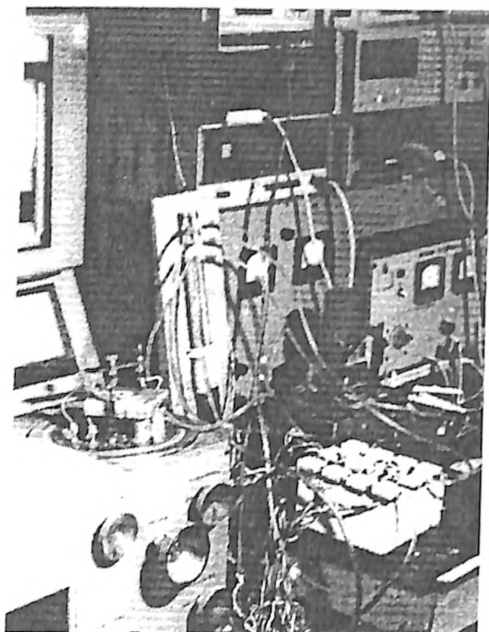


Рис. 2. Размещение термобатарей на образце

Наиболее ответственный момент — это соединение термоэлектрических батарей между собой и подключение системы отвода тепла от холодных и горячих спаев. При спаивании применялись припой, приготовленный по специальной технологической инструкции, и флюс на основе насыщенного раствора хлористого аммония и глицерина. Применялся паяльник с никелевым жалом. При этом, не допускался перегрев жала паяльника более чем на  $15^{\circ}\text{C}$  по сравнению с температурой плавления припоя  $145^{\circ}\text{C}$ , так как при этом наблюдается появление опасной окисной плёнки на поверхности припоя. При этом слой припоя не превышал  $0,1$  мм. Токоподводы выполнялись из многожильного медного провода сечением  $2$  мм<sup>2</sup>. Пайка подводящих концов проводилась с применением указанного выше припоя и флюса.

Степень рассредоточения термобатарей при квадратном сечении ветви (сторона  $d$ ) можно определить по зависимости

$$\xi = (1 + \delta/d)^2 - 1. \quad (2)$$

В настоящих экспериментах величины  $d$  и  $\delta$  колебались от  $0,3$  до  $0,7$  см.

Зазоры между батареями не заполнялись. Ввиду малой высоты зазоров конвекция в них практически отсутствовала. При увеличении рассредоточения происходит ухудшение свойств термобатарей, то есть понижается их термоэлектрическая эффективность.

При принятом жидкостном охлаждении горячих спаев в качестве хладоносителя использовали воду. На рис.3 представлена батарея в сборе. Подвод воды по гибким прозрачным трубкам осуществлялся термостатом СЖМЛ-19/2,5И1 с регулировкой расхода. Контроль времени осуществлялся секундомером. Электропитание термобатарей осуществляли от автономного лабораторного выпрямителя. Исследования проводились при температуре окружающей среды  $20 \pm 25^\circ\text{C}$ .

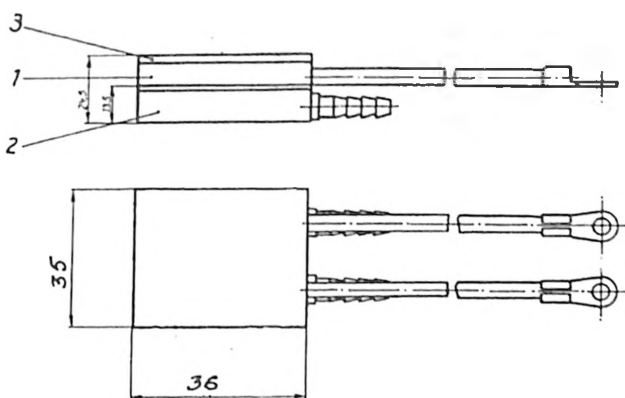


Рис. 3. Термобатарея в сборе:

1 – термобатарея; 2 – теплообменник; 3 – защитный алюминиевый экран.

Температура на образце измерялась хромель-копелевыми термоэлектрическими преобразователями на электронном самопишущем потенциометре типа ЭПП-09МЗ.

Один из графиков изменения температуры на одной из поверхностей при постоянной температуре на других гранях в зависимости от напряжения, подаваемого на термоэлектрические батареи, приведён на рис. 4.

Представленные данные позволяют сделать следующие выводы: использование термобатарей обеспечивает равномерный нагрев (охлаждение) поверхности образца за счет простого изменения полярности протекающего через термоэлементы тока;

представленная загрузочная система отличается малой инерционностью и значительным быстродействием;

достижение необходимых величин холодо- и теплопроизводительности не требует большого расхода электроэнергии;

график температуры поверхности образца отличается симметричностью при нагреве и охлаждении в отличие систем температурного нагружения, применяемых ранее.



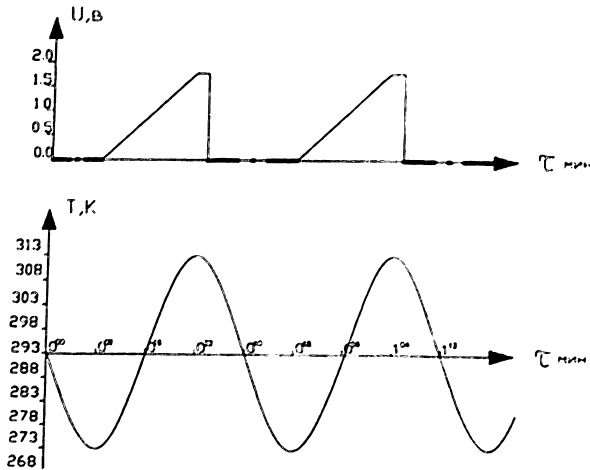


Рис.4. Режим работы системы температурного нагружения при воспроизведении температурной нагрузки на поверхности образца:

- 1 - экспериментальная кривая температур (—);
- 2 - термобатарея в режиме нагрева (——);
- 3 - термобатарея в режиме охлаждения (- · - · - ·).

В связи с этим дальнейшие методические опыты по созданию квазистационарного температурного режима на базе термобатарей были продолжены на модели бетонной гравитационной плотины Аль-Багдади (республика Ирак) высотой 143,5 м. Модель плотины была выполнена в масштабе 1:200 из гипсопесчаного раствора состава гипс:песок:вода=1:4:1,4. Физико-механические и теплофизические характеристики представлены в табл. 2. На модели (на её оголовке) было установлено 4 термоэлектрических преобразователя и 8 датчиков температуры.

Установка и размещение термобатарей на низовой и верховой гранях плотины представлено на рис. 5.

В соответствии с критериями подобия Гаука и Фурье, исходя из физико-механических свойств модельного материала и бетона натурального сооружения, определялись масштабы моделирования (табл.3).

Таблица 3

Масштабы моделирования

Геометрический масштаб	200
Масштаб времени	16364
Масштаб температуры	1,95
Масштаб напряжений	5,34

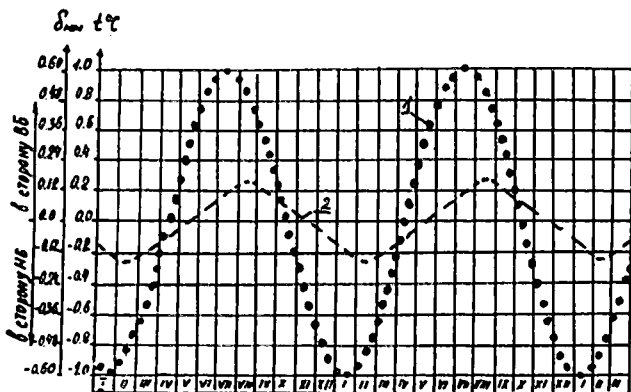


Рис. 5. Размещение термобатарей на верховой и низовой гранях плотины.

После проверки работоспособности измерительной и загрузочной системы модель устанавливалась на основание (гипсовая плита размером 30(ширина) \* 120(длина) \* 56(глубина) см). При этом учитывалась «температурно-активная» зона основания.

В задачу настоящих исследований входило:

- воспроизведение заданного температурного режима на поверхности модели от сезонных колебаний температуры наружного воздуха;
- определение горизонтальных перемещений гребня плотины от сезонных колебаний температуры наружного воздуха при наполненном водохранилище (при НПУ, равном 0,70 высоты плотины).

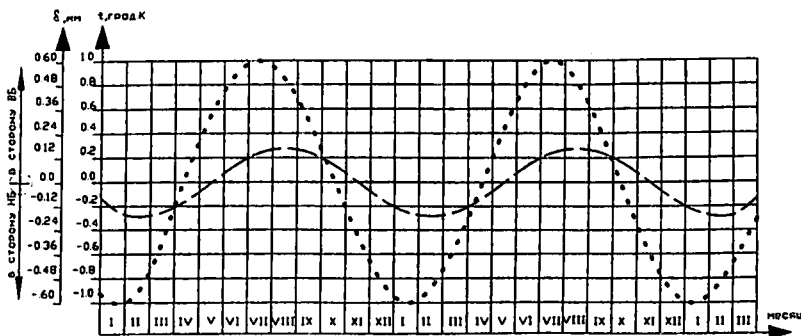


Рис. 6. График перемещения гребня плотины при гармонических колебаниях температур:

- 1 — экспериментальная кривая температур ( · · · · · );
- 2 — экспериментальная кривая перемещений для случая наполненного водохранилища ( - - - - ).

Результаты исследований приведены на рис. 6. Как видно из рисунка, величина перемещения гребня плотины (пересчитанная на один градус амплитуды), составляет 0,24 мм зимой в сторону нижнего бьефа. Момент Максимального прогиба плотины отстаёт от максимальных температур на примерно 1 месяц. Продолжительность стояния максимальной величины также составляет примерно 1 месяц.

**Выводы**

1. Результаты исследований показали высокую эффективность системы температурного нагружения на базе термобатарей, позволяющую воспроизводить заданный температурный режим в широком диапазоне температур и с высокой степенью точности;

2. Полученные значения температур и перемещений соответствуют натурным и экспериментальным данным, а также результатам расчетов на ЭВМ, что позволяет достаточно надёжно оценить безопасную работу сооружения.

3. Предлагается для реализации

**ЛИТЕРАТУРА:**

1. Лукишкер Э.М., Вайнер А.Л., Сомкин М.Н., Водолагин В.Ю. Термоэлектрические охладители. М.: Радио и связь. 1983.

2. Ильерский О.И., Удалов Н.П. Термоэлектрические элементы. М.: Энергия. 2001.

3. Охладитель термоэлектрический. Технические условия. ЯЦЛК 432213.002.ТУ. М.:1996.

**О НАДЕЖНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ДЫМОВЫХ ТРУБ  
ТЭС С ВНУТРЕННИМИ МЕТАЛЛИЧЕСКИМИ  
ГАЗООТВОДЯЩИМИ СТВОЛАМИ**

*Осоловский В.П., инженер*

*(филиал «Инженерный центр ЕЭС» — «Фирма ОРГРЭС»)*

Высокие темпы ввода новых энергетических мощностей на тепловых электростанциях в 70-ые годы потребовали разработки принципиально новых типов дымовых труб, которые бы обеспечили сокращение трудозатрат и сроков их возведения, повышения надёжности и долговечности.

Железобетонные трубы с внутренними металлическими газоотводящими стволами (МГС) позволяли решить эту задачу с максимальной эффективностью. В отличие от кирпичной футеровки, не

обеспечивающей защиту железобетонного ствола от воздействия агрессивных сернистых соединений из-за газопроницаемости футеровки, металлические стволы, не обладающие таким недостатком, установленные в одной железобетонной оболочке, позволяют обслуживать 3 – 4 энергоблока с индивидуальным подключением на отдельный ствол. При выводе из строя одного ствола нет необходимости выводить из работы остальные энергоблоки, подключенные к другим стволам данной трубы. Увеличивается надежность работы электростанции по сравнению с дымовой трубой с кирпичной футеровкой, что особенно важно для ТЭЦ. Улучшаются также условия для эксплуатационно-ремонтного обслуживания многоствольной трубы в части осмотров, обследования и текущих ремонтов.

Ко времени разработки первого проекта дымовой трубы с внутренними стволами имелся научно-технический задел в части защиты металлических стволов от коррозии. Был принят, из-за отсутствия эффективных долговечных антикоррозионных покрытий, пассивный метод защиты — «тепловая защита» в виде теплоизоляции наружной поверхности металлического ствола минераловатными плитами. Толщина теплоизоляции принималась из расчета обеспечения разности температур между стенкой ствола и дымовым газом не более 2 – 3°С. Предполагалось, что при соблюдении данного условия скорость коррозии стали СтЗсп5 не превысит 0,1 мм. Вместе с тем, в первом проекте дымовой трубы с четырьмя МГС для Лукомльской ГРЭС запас на коррозию был принят равным 6 мм при нормативной долговечности газоотводящего ствола 25 лет, т.е. с большим запасом.

В дальнейшем для большинства дымовых труб с МГС предусматривалось применение сталей 10ХНДП, 10ХСНД, 15ХСНД, 09Г2С12. Для оголовков труб было предложено использовать высоколегированную сталь ЭИ-943 (0Х23Н28МЗДЗТ), которая применяется для изготовления оборудования и трубопроводов производства серной кислоты. В дальнейшем для оголовков применялись и другие марки сталей, близкие по легированию к стали ЭИ-943.

В зависимости от высоты МГС выполнены самонесущими (до 250 м) и с подвесными секциями, герметичность ствола в этом случае обеспечивается компенсаторами. В горизонтальной плоскости ствол относительно железобетонной оболочки фиксируется на уровне опорных площадок горизонтальными скользящими упорами, не препятствующими вертикальным перемещениям МГС при его тепловом росте. В табл. 1 и 2 приведены проектные характеристики и некоторые эксплуатационные данные 11 дымовых труб, установленных с 1971 г. по 1987 г. на 8 ТЭС. В данной статье приводится

информация, касающаяся надежности и причин, приведших к снижению надежности только самих металлических газоотводящих стволов, полученная в результате обследования их состояния фирмой ОРГРЭС и другими специализированными организациями («Спецремэнерго», «Инжтехремэнерго», ИЦ «Союзтеплострой» и др.) на протяжении последних 25 лет.

Выявлен ряд недостатков проектных решений монтажа МГС и влияния режима эксплуатации на их надежность и долговечность.

Отказ от теплоизоляции оголовков МГС, изготовленных из стали Э-943, оказался ошибочным. Сталь ЭИ-943, коррозионностойкая к раствору серной кислоты выше 75-процентной концентрации, фактически подверглась воздействию раствора серной кислоты 30-процентной и менее концентрации, выпадающего на внутреннюю поверхность оголовка. Износ стенки оголовка на дымовой трубе Ново-Стерлитамакской ТЭЦ, ТЭЦ-23 Мосэнерго достигал 0,5 – 1,0 мм/год как по сварочным швам, так и по всей поверхности оголовка в виде образования локальных сквозных разрушений оголовка. Оголовки были заменены на трубах Волгоградской ТЭЦ-3, Омской ТЭЦ-4, ТЭЦ-23 Мосэнерго, Ново-Стерлитамакской ТЭЦ и других электростанциях.

После теплоизоляции оголовков был отмечен повышенный коррозионный износ ствола с образованием сквозных опоясывающих отверстий ниже оголовка из-за сварки сталей с разными электродными потенциалами (Костромская ГРЭС, Киришская ГРЭС, Липецкая ТЭЦ-2 и др.).

На ряде электростанций эксплуатационным персоналом было обращено внимание на вибрацию подвесных секций газоотводящих стволов, в результате которой происходила деформация и отрыв направляющих горизонтальных скользящих упоров и повышенный коррозионный износ ствола со скоростью до 0,5 мм/год и более по всему периметру ствола с образованием сквозных протяженных отверстий (Киришская ГРЭС, ТЭЦ-23, ТЭЦ-26 Мосэнерго и др.). Измерения вибраций МГС, проведенные фирмой ОРГРЭС на Киришской ГРЭС и ТЭЦ-23 Мосэнерго, показали, что наблюдается частота колебаний 0,5 – 1,0 Гц с максимальной амплитудой колебаний на уровне горизонтальных упоров до 3 – 5 мм. Амплитуда и частота колебаний зависят от массы секции МГС, ее жесткости, скорости дымовых газов и других факторов и вызываются аэродинамикой газового потока. Колебания МГС наблюдаются и на самонесущих МГС с аналогичными последствиями. На дымовой трубе аглофабрики г. Темир-Тау (Казахстан), высотой 250 м, один из трех самонесущих МГС был в 1999г. разрушен на отм. 122,5 м, в

Таблица 1  
Проектные и эксплуатационные данные МГС дымовых труб ТЭС

№ п/п	Наименование характеристики	Лукомльская ГРЭС Труба № 3	Костромская ГРЭС Труба № 2	ТЭЦ-25 Мосэнерго		ТЭЦ-23 Мосэнерго	
				Труба № 1	Труба № 2	Труба № 3	Труба № 4
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Год ввода в эксплуатацию	1973	1971-73	1974-79	1980-86	1975-77	1981
2	Высота трубы (МГС), м	255,73	255,73	180,0	180,0	250,0	250,0
3	Количество МГС	4	4	4	4	4	4
4	Диаметр МГС, м	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5-МГС-1,2 4,2-МГС-3,4	4,5
5	Наличие диффузора, До, м						
6	Марка стали						
	МГС-1	ВСт3сп5	ВСт3сп5	10ХНДП	10ХНДП	10ХНДП	10ХНДП
	МГС-2	ВСт3сп5	ВСт3сп5	ВСт3сп5	10ХНДП	10ХНДП	10ХНДП
	МГС-3	ВСт3сп5	ВСт3сп5	10ХНДП	10ХНДП	ВСт3сп5	ВСт3сп5
7	МГС-4	ВСт3сп5	ВСт3сп5	ВСт3сп5	15ХСНД	ВСт3сп5	ВСт3сп5
	оголовка		ВСт3сп5	ЭИ-943 №1,4 10ХНДП №2,3	ЭИ-932 №1,2 ЭИ-448 №3,4	Х18Н12Г №1	
7	Толщина стенки МГС, мм	16 низ 10 верх	16 низ 10 верх	10	8 до 85м 6 - выше	12 низ - №1,2 10 верх - №1,2 10 низ - №3,4 8 верх - №3,4	

№ п/п	Наименование характеристики	Лукомльская ГРЭС Труба № 3	Костромская ГРЭС Труба № 2	ТЭЦ-25 Мосэнерго		ТЭЦ-23 Мосэнерго	
				Труба № 1	Труба № 2	Труба № 3	Труба № 4
8	Толщина оголовка, мм		10	12 - №2,3	6	10	
9	Наличие компенсаторов, отм., м	-	-	85,0	85,0		
10	Запас на коррозию, мм	6	5	МГС-1 - 4 МГС-2 - 6 МГС-3 - 2 МГС-3 - 2 МГС-4 - 2		МГС-1,2 - 6 МГС-3,4 - 2	МГС-1,2 - 6 МГС-3,4 - 2
11	Скорость коррозии МГС, мм/год		0,02	0,02-0,08	0,02-0,08	0,05-0,08 - №1,2 0,02 - № 3,4	0,05 - №1 0,0-0,08 - №3,4
12	Скорость коррозии оголовка, мм/год		До 1,0-1,5	1,0-1,5	До 0,5	0,5-1,0	
13	Вид топлива	Мазут	Мазут, газ	Мазут, газ	Мазут, газ	Мазут, газ	Мазут, газ
14	Температура удаляемых дымовых газов, °С	>160	155	120-150	120-150	160	150-160

Проектные и эксплуатационные данные МГС дымовых труб ТЭС

Таблица 2

№ п.п.	Наименование характеристики	ТЭЦ-26 Мосэнерго		Ново-Стерлитамакская ТЭЦ, Труба № 1	Липецкая ТЭЦ-2, Труба № 1	Киршишская ГРЭС Труба № 4
		Труба № 1	Труба № 2			
1	Год ввода в эксплуатацию	1979	1987	1979-80	1980-84	1983-86
2	Высота трубы (МГС), м	150	150	250	250	320
3	Количество МГС	3	3	3	3	3
4	Диаметр МГС, м	6,6	6,6	4,0 - № 1,2 5,0 - № 3	4,5	5,6
5	Наличие диффузора, До, м	7,4	7,4			6,8
6	Марка стали МГС-1 МГС-2 МГС-3 МГС-4 оголовка	09Г2С12 10Г2С1-12 разные - ЭИ-943	15ХСНД 15ХСНД 15ХСНД - ЭИ-943	10ХНДП 10ХНДП 10ХНДП - ЭИ-943	10ХНДП 10ХНДП 10ХНДП - ЭИ-943	10ХНДП 10ХНДП 10ХНДП - ЭИ-943
7	Толщина стенки МГС, мм	14 - низ 10 - верх	8-6	12, 10, 6 - № 1, 2 12, 6 - № 3 10	12, 10, 6	10, 6, 8
8	Толщина оголовка, мм					
9	Наличие компенсаторов, отм., м	102,5	102,5			137,227
10	Запас на коррозию, мм			2	2	2
11	Скорость коррозии МГС, мм/год	>0,1 0,4 у компенсаторов	0,02-0,10	0,02-0,08		0,05-0,08 0,5-1,0 локальные зоны
12	Скорость коррозии оголовка, мм/год	Сквозные прогары до 1993г. ниже оголовка	0,5-1,0	0,8-1,2		0,5-1,0 ниже оголовка
13	Вид топлива	Газ, мазут	Газ, мазут	Мазут, газ	Мазут	Мазут, газ
14	Температура удаляемых дымовых газов, °С	105-175	115-144	148-180	156-174- МГС 1,4 125-137 - МГС 2,3	145-164

месте расположения горизонтальных ребер жесткости и пояса усиления МГС. После просадки верхней части поврежденного МГС, при обследовании двух других МГС, был обнаружен коррозионный износ на той же отметке до 60 – 80 % сечения стенки по всему периметру стволов. Общий коррозионный износ всех трех МГС в то же время не превышал 0,2 – 0,8 мм за весь период эксплуатации.

На Киришской ГРЭС коррозионный износ до появления сквозных отверстий в местах расположения горизонтальных скользящих упоров на отм. 132 м, 137 м, 182 м, 222 м, 227 м, 308 м, 312 м был обнаружен через 5 – 10 лет после ввода стволов в эксплуатацию. Были обнаружены сквозные щелевые отверстия вдоль закладных крепления подвесок второй и третьей секций. Для предотвращения обрушения стволов был выполнен ремонт ствола и установка к каждой из 12 существующих подвесок дополнительно по две страховочные подвески. Было выполнено усиление стволов в объеме более 500 м<sup>2</sup> навариванием пластин в местах недопустимого износа по всему периметру стволов.

Вибрация стволов является одной из причин ускоренного разрушения уплотнений компенсаторов, которые весьма недолговечны и в случае отсутствия вибраций стволов, как это было отмечено на многих трубах.

Не исключено снижение теплозащитных качеств теплоизоляции из минераловатных матов из-за нарушения структуры минваты и ее уплотнения под воздействием динамики стволов. Следует отметить, что на большинстве труб после ввода их в эксплуатацию теплоизоляция отсутствовала на 10 – 30 % поверхности МГС и, как правило, в неисправном состоянии находилась в местах расположения горизонтальных скользящих упоров, поясов усиления, подвесок, что создавало условия для повышенной коррозии.

На многих железобетонных оболочках монтажные проемы были оставлены не уплотненными предусмотренными проектом дверьми, что приводило к поступлению холодного воздуха в зимний период в межтрубное пространство, ухудшению состояния теплоизоляции и деформациям МГС, сопровождавшихся заклиниванием шпонок в направляющих горизонтальных упорах.

Обследование состояния МГС производилось, за редким исключением, из межтрубного пространства в фиксированных местах на уровне площадок из предположения, что коррозионный износ носит достаточно равномерный характер. При фактической скорости коррозии внутренних металлических стволов из сталей ВСтЗсп5, 10ХНДП, 10ХСНД и др., составляющей по многолет-



ним наблюдениям 0,02 – 0,08 мм, не исключена потеря несущей способности МГС из-за локальной коррозии, скорость которой может достигать 0,5 – 1,0 мм в каком-либо сечении ствола. Наличие таких участков, к сожалению, до последнего времени усугублялось только при появлении сквозных отверстий, если в этом месте отсутствует или разрушена теплоизоляция. Обследование МГС-3 дымовой трубы Киришской ГРЭС, выполненное фирмой ОРГРЭС в 2003 г. со специальной подвесной площадки, перемещаемой внутри МГС, позволило обнаружить несколько десятков сквозных отверстий площадью от нескольких см<sup>2</sup> до 1 м<sup>2</sup> в двух верхних секциях МГС вне зон, доступных для измерений с наружной стороны, так как теплоизоляция за образовавшимися отверстиями сохранилась. По периметру сквозных отверстий толщина стенки ствола, с удалением от края отверстия на 300 – 400 мм, плавно возрастает до 4 – 5 мм, характерной для всей остальной поверхности ствола. Так как данный ствол выполнен из слаболегированной стали 10ХНДП, то образование сквозных отверстий может быть объяснено электрохимической коррозией, также как и аналогичные повреждения оголовков из высоколегированных сталей ЭИ-943. В последние годы котлы ГРЭС, подключенные к МГС трубы № 4, работают, в основном, на газовом топливе. При обследовании ствола в 1996 г. упомянутых сквозных отверстий не было отмечено. Осталось неизвестным в скольких местах будут обнаружены новые отверстия при следующем обследовании МГС, так как невозможно определить места более интенсивного коррозионного износа на всей поверхности ствола.

В числе факторов, влияющих на неравномерность химической коррозии и развитие электрохимической коррозии металлических газоотводящих дымовых труб можно назвать тепловые аномалии, которые имеют максимальную величину по периметру не теплоизолированного участка. Только этим можно объяснить характер коррозионного износа металлической дымовой трубы из стали 09Г2С12 высотой 60 м Якутской ТЭЦ, имеющих теплоизоляцию только до отм. 12 м. При проверке коррозионного износа дымовой трубы в 2000 г. при толщине ствола 11 мм максимальный коррозионный износ до 5 – 6 мм по периметру ствола отмечен на отм. 12 м, то есть в зоне перехода от теплоизолированной части ствола к неизолированной части. Ниже и выше отм. 12 м коррозионный износ составлял 1 – 1,5 мм.

Вызывает сомнение выбор слаболегированных сталей для металлических газоотводящих стволов дымовых труб из предположения, что коррозия теплоизолированных стволов при работе котлов на

мазутном топливе будет менее значительной по сравнению с коррозией стволов из углеродистой стали. На Костромской ГРЭС за 20 лет эксплуатации дымовой трубы № 2 с четырьмя МГС из стали ВСт3сп5 при работе котлов на мазуте коррозионный износ стволов до отм. 197 м составил 0,1 – 0,3 мм, т.е. 0,01 – 0,02 мм/год.

Нужна разработка новых технических решений по уплотнению компенсаторов МГС с учетом реальных эксплуатационных условий. Очевидна необходимость замены в новых конструкциях МГС теплоизоляции из минераловатных матов на более жесткие теплоизоляционные материалы. На эксплуатируемых дымовых трубах с МГС для предотвращения коррозионного износа металлических стволов могут применяться новые разработанные полимерные покрытия на внутренней поверхности металла, обладающие кислотостойкостью, трещиностойкостью, термостойкостью и хорошей адгезией с металлом.

Для предотвращения аварийных ситуаций вследствие потери несущей способности МГС из-за локального коррозионного износа целесообразно предусмотреть обследование всех находящихся в эксплуатации МГС с внутренней стороны для получения более полных данных коррозионного износа стволов и своевременного их усиления.



#### НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

В лаборатории исследования строительных материалов (в составе НТЦ СКМ) производятся испытания новых строительных материалов, сухих смесей и добавок как зарубежных, так и отечественного производства и даются рекомендации по их применению для ремонтно-строительных работ в гидроэнергетике.

Испытания проводятся по российским и международным стандартам, а также по специально разработанным в институте методикам, моделирующим технологию и условия эксплуатации гидросооружений.

Заинтересованным лицам и организациям на договорной основе могут быть выданы обобщенные результаты исследований современных строительных материалов за период 2000 — 2004 г. В состав записки входят *результаты исследования новых строительных материалов и добавок и рекомендации по их применению для ремонтно-строительных работ в гидроэнергетике*: виды дефектов бетонных сооружений и состояние отечественного рынка по материалам для ремонта; методики проведения испытаний, моделирующие условия ремонта и эксплуатации конструкций; материалы серии «Эмако» для ремонта энергетических сооружений, в т.ч. фибробетоны, литые подводные и др.; гидроизоляционные смеси «Акватрон» и «Гидротэкс»; новые модификации отечественных ремонтных смесей на основе импортных добавок (РМ-26Ф, РМ-26С; РС-3, РС-1, РС-А); ремонтные бетоны, разработанные ОАО «НИИЭС» из современных отечественных материалов и добавок.

### **III. ГИДРОЛОГИЧЕСКАЯ БЕЗОПАСНОСТЬ ВОДОХРАНИЛИЩ И РЕК**

#### **РАСЧЕТ ТЕЧЕНИЙ В БЬЕФАХ СЫЗРАНСКОЙ ГЭС И ОЦЕНКА ВЕЛИЧИНЫ ВЕРОЯТНОГО УЩЕРБА ПРИ ВОЗНИКНОВЕНИИ АВАРИЙНОЙ СИТУАЦИИ**

*Беликов В.В., кандидат физ.-мат. наук, Прудовский А.М., доктор техн. наук, Третьюхина Е.С., инженер (ОАО «НИИЭС»), Орлов А.В., кандидат техн. наук, Радкевич Д.Б. (ФГУ НТЦ Энергонадзора)*

В последнее время в связи с введением в действие Закона РФ «О безопасности гидротехнических сооружений» [1] требуется составление Декларации безопасности гидротехнических сооружений (ГТС). При подготовке Декларации необходимо произвести оценки вероятного ущерба от аварийных ситуаций на гидроэнергетических сооружениях, связанных с разрушением напорного фронта и возникновением так называемой волны прорыва в нижнем бьефе. На практике зачастую эта задача решается приближенно методами, не удовлетворяющими современному уровню гидравлической науки, а написание соответствующих пунктов «Декларации» носит формальный характер. На наш взгляд такой подход:

наносит ущерб (экономический, стратегический) государству, т.к. может дать искаженное представление о потенциальной опасности того или иного ГТС;

наносит экономический ущерб собственнику ГТС, поскольку он платит определенный процент в год от суммы вероятного вреда, который исчислен необоснованно, а кроме того платит и исполнителям расчетов;

носит «одноразовый» характер, т.е. проведенные исследования и результаты расчетов нельзя приложить к решению других задач, связанных с функционированием данного ГТС либо иных объектов, расположенных в зоне его влияния.

Избежать указанных недостатков можно (и нужно), если решать поставленную задачу о распространении волны прорыва и оценке ущерба на основе построения детальной численной гидравлической модели участка реки с применением современных вычислительных методов, информационных технологий, электронных топографических карт [2 – 4], использованием подробной батиметрии бьефов гидроузла, учетом конструктивных особенностей конкретного сооружения. При этом вывод о вероятном вреде от аварии ГТС должен основываться на сопоставлении параметров техногенных и естественных паводков и степени превышении одних над другими. Эта задача в корректной постановке не является тривиальной, поскольку разбивается по крайней мере на четыре достаточно сложные задачи:

разработку возможных сценариев аварийных ситуаций с учетом конструктивных особенностей сооружений и компенсирующих мероприятий;

расчет параметров прорыва в грунтовых плотинах и/или оценку степени разрушения бетонных плотин на вероятностной основе;

расчет волны прорыва в нижнем бьефе на значительном протяжении с учетом всех определяющих факторов (топографии, батиметрии, растительности, дорог, мостов, дамб и т.п.) и отображение ее параметров с использованием сертифицированной картографической основы;

собственно оценку возможных ущербов в стоимостном выражении на основе проведенных гидравлических расчетов зон затопления и параметров волны прорыва.

В настоящей работе сделана попытка применения современных информационно-вычислительных технологий и «Временной методике оценки ущерба ...» [5] к задаче оценки величины вероятного вреда от аварий на примере плотины Сызранской ГЭС. Целью работы являлось определение зон затопления и возможных экономических ущербов при различных сценариях пропуска экстремальных половодий через Сызранский гидроузел с учетом возможных разрушений напорного фронта. Построена компьютерная гидравлическая модель Сызранского водохранилища и нижнего бьефа до выхода в Саратовское водохранилище, выполнены расчеты пропуска расхода обеспеченностью 1%, соответ-

ствующего пропускной способности гидроузла при форсированном проектном уровне (ФПУ) для штатных и аварийных ситуаций.

***Объект исследования***

Сызранская ГЭС расположена на р. Сызранке (правый приток р. Волги, в настоящее время впадает в Саратовское водохранилище) на территории г. Сызрани Самарской области. Сызранское водохранилище является единственным на р. Сызранке. Площадь зеркала водохранилища при НПУ по проекту — 7,9 км<sup>2</sup>, фактическая — 2,02 км<sup>2</sup>. Полный объем водохранилища по проекту — 30,7 млн. м<sup>3</sup>, по данным «Декларации безопасности» — 2,84 млн. м<sup>3</sup>, фактический по последним данным — менее 1 млн. м<sup>3</sup>. Отметка НПУ — 37,50 м, отметка ФПУ — 37,80 м, минимальная отметка водохранилища при его сработке — 34,50 м. Эксплуатация водохранилища осуществляется Сызранской ГЭС в соответствии с утвержденными в установленном порядке Правилами.



**Рис. 1.** Вид водосливной плотины Сызранского гидроузла со стороны нижнего бьефа.

Бетонная плотина — гравитационная с водосливом практического профиля и донными водосбросами (рис. 1). По длине плотины устроены контрфорсы. Сооружение состоит из водосливной и двух глухих частей, сопрягающихся с водосливом. Общая длина плотины — 213,9 м. Водосливная часть плотины имеет длину 114 м и состоит из 14 пролетов размерами в свету 6,0 м и разделенных друг

от друга бычками толщиной 2,0 м. Отметка порога водослива — 34,5 м. Левая глухая часть плотины врезается в коренной склон берега поймы р. Сызранки и с правой стороны примыкает к водосливу, на участке расположения 14-го пролета сооружения. Длина этой части плотины — 53,4 м, ширина по гребню — 3,05 м, отметка гребня — 39,0. Правая глухая часть плотины сопрягается с грунтовой плотинной и с левой стороны примыкает к водосливу, на участке расположения 1-го пролета сооружения. Длина плотины — 46,5 м, ширина по гребню — 3,04 м, отметка гребня — 39,0.

Грунтовая плотина выполнена на правом берегу р. Сызранки, врезается в коренной склон берега поймы реки и с левой стороны примыкает к глухой части бетонной плотины. Тип плотины — насыпная, однородная с бетонной диафрагмой, врезанной в доломиты основания, материал насыпи — песок. По длине диафрагмы устроены контрфорсы. Отметка гребня — 39,0 м, максимальный напор — 9,8 м.

#### *Исходные данные для выполнения работы*

Исходными данными являлись:

электронная топографическая карта рассматриваемого участка в районе Сызранской Луки и водохранилища Сызранской ГЭС М 1:200000;

топографическая карта местности в районе Сызранской Луки масштаба 1 : 5000;

поперечники русла р. Сызранки и водохранилища Сызранской ГЭС с промерами глубин;

характеристика дна русла р. Сызранки и водохранилища Сызранской ГЭС;

поперечный разрез по грунтовой плотине;

кривая пропускной способности водосливных (водосбросных) отверстий;

графики хода уровней и расходов воды при пропуске половодья вероятностью превышения 1% через сооружения гидроузла;

уровни Саратовского водохранилища в устье р. Сызранки за 2002 г;

характеристика застройки пойменных участков р. Сызранки от плотины Сызранской ГЭС до уровня Саратовского водохранилища;

декларация безопасности Сызранской ГЭС.

#### *Математическая модель явления*

В основу математической модели течения положены двумерные уравнения Сен-Венана. Дискретизация двумерных уравнений произведена на гибридной сетке по оригинальной методике, описанной в [6 – 8]. Особенностью модели является расчет истечения через

проран в грунтовой части плотины [9] одновременно с расчетом течения через водосливную плотину с учетом различных вариантов управления затворами.

### ***Построение расчетных сеток***

При численном моделировании применялись смешанные (гибридные) треугольные и четырехугольные сетки нерегулярной структуры. Такие сетки хорошо адаптируются под плановые очертания расчетной области и особенности течения. В районе грунтовой плотины была построена четырехугольная сетка, а на оставшемся участке расчетной области — треугольная сетка. Для построения сеток применялась специально разработанная двухшаговая методика. На первом шаге расчетная область разбивалась на несколько подобластей (зон), определяемых геометрической формой расчетной области и плановым положением основного русла, проток, островов и т.п. В каждой из этих зон при помощи модифицированной версии программы «TRIANA» [10] строилась базовая сетка нулевого приближения, максимально адаптированная к контуру соответствующей области. На втором шаге все зоны объединялись и производилось сглаживание сетки по специальному алгоритму минимизации гармонического функционала. В итоге была построена сетка, содержащая около 21 тыс. ячеек с длинами сторон от 10 до 100 м, сгущающаяся в районе плотины и на участке Сызранской Луки.

### ***Подготовка цифрового рельефа дна и берегов русла***

При построении компьютерной модели участка реки производилось формирование цифрового рельефа. Производилась оцифровка топографической карты местности в районе Сызранской Луки масштаба 1:5000, для чего карта была отсканирована с разрешением 300 точек на дюйм и совмещена с электронной топографической картой. Затем формировался соответствующий единый файл рельефа в виде набора точек в декартовых координатах  $X, Y, Z$ . После этого отметки рельефа интерполировались в центры ячеек соответствующей расчетной сетки при помощи специальной программы по оригинальной методике [11, 12]. На рис. 1 на цветной вкладке представлен принятый в расчете рельеф русла и поймы р. Сызранки.

### ***Варианты расчетов***

Все расчеты производились по программе «БОР» [13] с некоторыми модификациями. Приточность к водохранилищу принималась постоянной и равной  $Q = 1100 \text{ м}^3/\text{с}$  (1% расход). Коэффициент шероховатости в русле р. Сызранки в нижнем бьефе принимался равным  $n = 0,025$ , а на пойме при отметках выше 28 м —  $n = 0,05$ ,

в верхнем бьефе при существующих условиях  $n = 0,04$ , а для глубокого водохранилища  $n = 0,035$ . Выполнено 3 варианта расчетов для мелкого (существующего), для глубокого и для заиленного водохранилища при идентичных сценариях развития прорана в грунтовой правобережной части плотины:

I (I') Плотина раскрыта, после выхода на стационарный режим, развивается проран; УВБ = ФПУ = 37,8 м, УСВ = 29 м (уровень Саратовского водохранилища в устье реки Сызрани).

II (II', II\*) Плотина раскрыта, после выхода на стационарный режим развивается проран; УВБ = ФПУ = 37,8 м, УСВ = 28 м.

III (III', III\*) Диверсия (или заклинивание затворов). Плотина закрыта, после достижения УВБ = 39 м (отметка гребня плотины), начинается перелив через грунтовую плотину и её размыв; УСВ = 28 м.

Закон развития прорана для всех вариантов принимался следующим:

за 100 сек развитие прорана от ширины 0 м и отметки гребня 39 до ширины 10 м и отметки дна прорана 30 м;

за 1 час до ширины 100 м и за последующий час до ширины 120 м с отметкой дна прорана 30 м.

Коэффициент заложения боковых откосов прорана принимался равным 0,5.

Объемы водохранилища, принятые в расчетах при различных уровнях верхнего бьефа:

существующее:  $W_{37,5} = 3,4$  млн. м<sup>3</sup>;  $W_{38,0} = 6,2$  млн. м<sup>3</sup>;  
 $W_{39,0} = 14,8$  млн. м<sup>3</sup>;

углублённое:  $W_{37,5} = 21,1$  млн. м<sup>3</sup>;  $W_{38,0} = 24,7$  млн. м<sup>3</sup>;  
 $W_{39,0} = 33,3$  млн. м<sup>3</sup>.

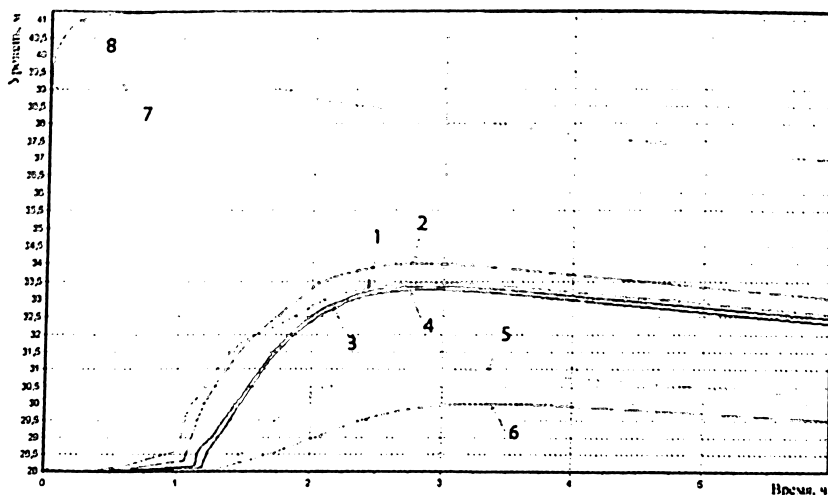
заиленное:  $W_{37,5} = 0,7$  млн. м<sup>3</sup>;  $W_{38,0} = 2,1$  млн. м<sup>3</sup>;  $W_{39,0} = 9,8$  млн. м<sup>3</sup>.

### Результаты расчетов

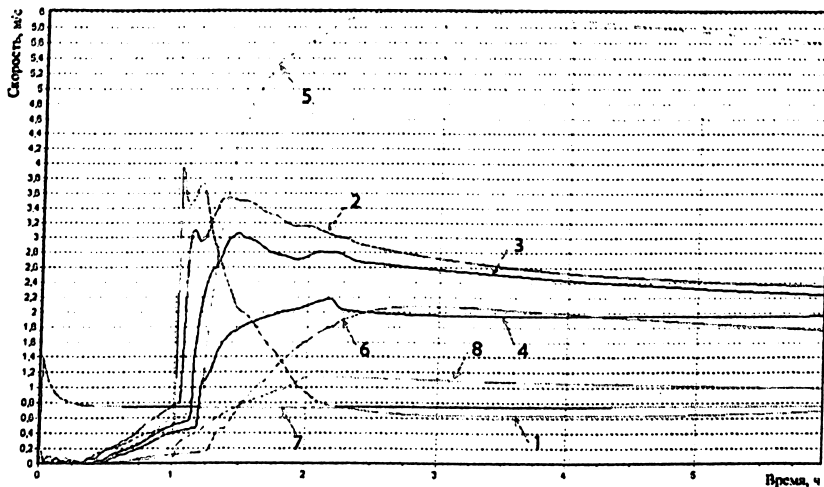
Для всех вариантов расчета были построены двумерные (в плане) карты зон затопления, уровней водной поверхности и модулей скорости течения в нижнем бьефе (пример на рис. 2 на цветной вкладке). Также для всех вариантов были построены графики изменения уровней воды и скоростей течения в контрольных точках в зависимости от времени (расположение контрольных точек обозначено на рис. 2 на цветной вкладке). Для наихудшего сценария заклинивания затворов при углубленном водохранилище (вариант III') эти графики представлены на рис. 2. На рис. 3 на цветной вкладке представлена динамика развития прорана для этого случая (скорости течения в проране достигают 8,45 м/с). Максимальные скорости течения в нижнем бьефе возникают в выходной горловине Луки и достигают 6 м/с (рис. 2 на

1) — соответствует глубокому водохранилищу; \* — заиленному водохранилищу





а)



б)

Рис. 2. График изменения параметров течения в контрольных точках для углубленного водохранилища при диверсии (вариант III): а) — уровни воды; б) — скоростей течения воды. Цифрами обозначены номера контрольных точек.

цветной вкладке, рис. 2). Максимальные уровни в бытовых условиях достигают 32 м в нижнем бьефе у плотины, далее снижаются до 29,1 м в выходной горловине Луки. В наихудшем варианте III' уровни в нижнем бьефе достигают 34 м на некотором удалении от плотины (контрольная точка №2), а в выходной горловине составляют около 31 м (контрольная точка №5).

В численной модели реализована процедура совместного расчета течения через плотину и проран с учетом различных реальных сценариев пропуска расхода через водосброс (течение через водослив при полностью открытых затворах, манипулирование затворами с целью поддержания УВБ на постоянной отметке и т.п.). Подробнее соответствующая методика и возможные варианты расчетов изложены в статье настоящего сборника, посвященной расчетам Саратовского гидроузла [14].

Проведенные расчеты показали:

изменение УСВ в диапазоне 28,0 ÷ 29,0 м практически не влияет на параметры затопления в узкой части Сызранской Луки (разница в глубинах не более 0,1 м);

при  $Q = 1100 \text{ м}^3/\text{с}$  УНБ, равный 32,0 м в бытовых условиях, падает до 29,1 м в выходной горловине Луки; максимальные скорости до 3,7 м/с достигаются в нижнем бьефе плотины и до 4,8 м/с в выходной горловине;

на выходном участке Луки следует проанализировать крепление левобережной дамбы и местный и общий размывы в подмостовом отверстии. Если произвести съемку поперечных сечений в этом месте, возможно площадь живых сечений окажется больше принятых в расчётах, скорости меньше, уровни воды на вышележащем участке Луки понизятся;

развитие прорана в правобережной грунтовой плотине при УВБ = 28,0 м и  $Q = 1100 \text{ м}^3/\text{с}$  (из-за суффозии или взрыва) практически не приводит к увеличению скоростей и глубин затопления по сравнению с бытовыми, так как из-за понижения УВБ уменьшаются расходы через плотину. Более того, можно закрыть часть водосбросных отверстий и тем самым даже уменьшить суммарный расход в нижнем бьефе (при этом, правда, увеличатся скорости в отверстии прорана);

вариант диверсии (заклинивания затворов) — когда водосбросы плотины закрыты, УВБ поднимается до отметки 39,0 м. и начинается перелив через гребень с последующим образованием прорана — также не приводит к превышению УНБ над бытовым, поскольку небольшая длина земляной плотины и малый объём водохранилища не дают возможности сброса больших расходов через проран;

при объёме водохранилища, увеличенном на 18 млн.  $\text{м}^3$  по сравнению с существующим, разрушение земляной плотины при НПУ приведет к повышению уровня затопления на 1,5 м по всей Луке, а скоростей на 0,5 ÷ 0,8 м/с по сравнению с бытовыми, а в варианте с переливом через гребень с последующим разрушением дамбы глу-

бины затопления увеличатся на 2 м по сравнению с бытовыми (максимально до отметки 34,0 м), а скорости на 1 м/с (максимально до 6 м/с, не считая скоростей непосредственно в проране);

следует учесть, что водохранилище увеличенного объема ( $W_{38,0} = 25,0$  млн. м<sup>3</sup> при УВБ=38,0 м), при заблаговременном опорожнении, позволит произвести срезку экстремальных расходов, превышающей 1%, в течение длительного времени (превышение на 250 м<sup>3</sup>/с — в течение 1 суток), то есть уменьшить уровни затопления в нижнем бьефе, примерно, на 1 м, что сопоставимо с затоплением на 1,5 м при прорыве дамбы.

*Расчет ущерба, который может быть причинен аварией гидротехнического сооружения*

Расчет вероятного вреда, который может быть причинен в результате аварии гидротехнических сооружений Сызранской ГЭС, поднадзорной Минэнерго России, выполнен в соответствии с Федеральным законом «О безопасности гидротехнических сооружений» от 21 июля 1997 г. № 117-ФЗ и «Правил определения величины финансового обеспечения гражданской ответственности за вред, причиненный в результате аварии гидротехнического сооружения», утвержденных Постановлением Правительства Российской Федерации «Об утверждении Правил определения величины финансового обеспечения гражданской ответственности за вред, причиненный в результате аварии гидротехнического сооружения» от 18 декабря 2001 г. №876. Настоящий расчет базировался на материалах действующего документа Минэнерго России «Временной методике оценки ущерба, возможного вследствие аварии гидротехнического сооружения» [5].

При определении величины вероятного вреда не рассматривались аварии, вызванные непреодолимой силой (землетрясением, паводком, ледоходом, волновыми воздействиями, ветровыми и/или температурными воздействиями, селями, лавинами, камнепадами, оползнями, другими природными воздействиями, а также воздействиями посторонних предметов), если сила и интенсивность такого воздействия превышают значения, на которые рассчитано гидротехническое сооружение в соответствии с утвержденным в установленном порядке проектом. Не рассматривались аварии, вызванные умыслом потерпевших или выбытием гидротехнического сооружения из собственности владельца в результате противоправных действий других лиц.

Использовался метод детальной оценки, который является наиболее точным.

В зоне возможного негативного воздействия аварии ГЭС, кроме использования электронных топографических карт, проводилось эк-

спедиционное обследование. При этом были выявлены народно-хозяйственные объекты, транспортные магистрали, инженерные коммуникации и т.п.; определены места проживания, нахождения населения; выявлены зоны различного использования территории и т.п.

Оценка вреда основывается на техническом состоянии ГТС и объектов, могущих попасть в зону затопления на момент выполнения расчетов.

Возможный в результате аварии ГТС вред определялся с учетом социального ущерба, в основном характеризующегося количеством пострадавших и степенью вреда их здоровью, а в стоимостной форме — компенсационными затратами, а также с учетом реального ущерба, нанесенного материальным объектам в результате аварии ГТС, в т.ч. и ущерба от загрязнения окружающей среды в натуральном и денежном выражении. Каждый из вышеперечисленных ущербов определялся суммированием нескольких составляющих.

Расчеты проведены с приближением, более точно учитывающим составляющие, которые вносят максимальный вклад в итоговый результат. При этом использовались результаты анализа и оценки безопасности ГТС.

Использовался метод аналогий, а для составляющих, вклад которых незначителен — укрупненные стоимостные показатели.

Основой для оценок возможных ущербов явились результаты расчетов волн прорыва от аварии на ГТС, зон затопления и анализа риска нахождения людей, прерывания технологических и других процессов в зоне затопления и т.п.

По топокартам местности в масштабе 1 : 100000, 1 : 25000 были предварительно определены основные объекты в зоне затопления. К таким объектам относятся расположенные на правом берегу Луки отдельные дачные строения (по всей видимости «самострой»), а на левом берегу: лодочные гаражи, защитная дамба г. Сызрани, устой двух автомобильных мостов.

При сборе исходной информации на ГТС, электростанции, в прилегающих территориях не выявлены объекты основных собственников, расположенных в вероятной зоне затопления: промышленные и транспортные объекты, объекты сельского и лесного хозяйства и т.п. Наличие отходов, которые могут попасть в воду при аварии ГТС, не установлено.

В результате расчетов получено, что величина ущерба, который может быть причинен третьим лицам в результате аварии гидротехнических сооружений Сызранской ГЭС (при углубленном водохранилище), составляет 1.100.000 рублей.

### **Выводы**

В расчетах применены современные информационно-вычислительные технологии, использующие цифровые топографические карты и численное решение двумерных уравнений Сен-Венана на гибридных нерегулярных сетках.

При существующей батиметрии водохранилища и нижнего бьефа никакие сценарии аварии или диверсии (кроме мгновенного разрушения всей плотины) не приведут к ущерbam, превышающим возможные ущербы при прохождении паводка 1% обеспеченности.

При углубленном водохранилище максимальный уровень затопления нижнего бьефа превысит 1-процентный уровень на 1,5 — 2,0 м, максимальные скорости течения увеличатся на 1 м/с.

Следует обратить внимание на крепление левобережной дамбы в конце Сызранской Луки, которое может быть разрушено при прохождении высокого паводка;

Величина ущерба, который может быть причинен третьим лицам в результате аварии гидротехнических сооружений Сызранской ГЭС (при углубленном водохранилище), оценен в размере 1.100.000 рублей как сумма затрат на восстановление бетонной облицовки левобережной защитной дамбы (1.000.000 рублей) и повреждения (гибели) имущества частных лиц (100.000 рублей).

### **ЛИТЕРАТУРА**

1. Закон РФ «О безопасности гидротехнических сооружений». М.:1997.
2. Беликов В.В., Милитеев А.Н., Прудовский А.М., Родионов В.Б. Оценка параметров прорывного паводка при составлении декларации безопасности ГТС. // Известия ВНИИГ им.Б.Е. Веденеева, Санкт-Петербург. т.240. 2002.
3. Беликов В.В., Милитеев А.Н., Прудовский А.М., Родионов В.Б., Кочетков В.В. Использование электронных топографических карт для оценки ущерба от катастрофических паводков. //«Безопасность энергетических сооружений». М.: ОАО «НИИЭС» Вып.11. 2003.
4. Беликов В.В., Милитеев А.Н. Компьютерное моделирование катастрофических паводков. //Труды Международного Симпозиума «Гидравлические и гидрологические аспекты надежности и безопасности гидротехнических сооружений». С.-Петербург:2002. докл. на CD-ROM.
5. Временная методика оценки ущерба, возможного вследствие аварии гидротехнического сооружения. РД 153-34.2-002-01, М.:2001.
6. Беликов В.В., Семенов А.Ю. Построение численных методов распада разрыва для решения уравнений теории мелкой воды. Вычислительная гидродинамика природных течений. //Тр. ИОФАН. М.: Наука. Физматлит. Т. 53. 1997.
7. Беликов В.В., Семенов А.Ю. Численный метод распада разрыва для решения уравнений теории мелкой воды. //Вычисл. Матем. и Матем. Физика 37. №8.1997.

8. **Belikov V.V. and Semenov A.Yu.** A Godunov's Type Method Based on an Exact Solution to the Riemann Problem for shallow-water equations. //Proc.4 Eur. Comp. Fluid Dyn. Conf. (ECCOMAS'98), WILEY, New York: 1998.V.1, Part 1.
9. **Беликов В.В.** Моделирование динамики развития прорана при сквозном счете на гибридных сетках. //Труды Межд. Симпозиума «Гидравлические и гидрологические аспекты надежности и безопасности гидротехнических сооружений». С.-Петербург:2002. докл. на CD-ROM.
10. **Беликов В.В.** Вычислительный комплекс «TRIANA» - генератор сеток треугольных конечных элементов в произвольных плоских областях. М.: ГосФАП СССР. П007705.1984
11. **Беликов В.В., Иванов В.Д., Конторович В.К.** и др. Несибсоновская интерполяция - новый метод интерполяции значений функции на произвольной системе точек. //Вычисл. Матем. и Матем. Физика 37. №1. 1997.
12. **Belikov V., Semenov A.** Non-Sibsonian interpolation on arbitrary system of points in Euclidean space and adaptive isolines generation. Appl. Numer. Math. 32. № 4. 2000.
13. **Беликов В.В., Милитеев А.Н., Кочетков В.В.** Комплекс программ для расчета волны прорыва «Бор». Российское агентство по патентным и товарным знакам. Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ. № 2001610638. М.: 2001.
14. **Беликов В.В., Кочетков В.В., Родионов В.Б., Третьюхина Е.С.** Гидравлические расчеты параметров волны излива и оценка зон затопления в случае повреждения сооружений Саратовской ГЭС. //«Безопасность энергетических сооружений». М.: ОАО «НИИЭС» Вып.12. 2003.

## **К ОПРЕДЕЛЕНИЮ ОПТИМАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ ОТСТОЙНИКОВ ГЭС**

*Беликов В.В., кандидат физ.-мат. наук, Прудовский А.М., доктор техн. наук, Середавкин В.П., инженер (ОАО «НИИЭС»)*

Во многих случаях наносы, переносимые речными потоками, являются источником дополнительных проблем при эксплуатации гидроузлов, причиной повреждений и разрушений их элементов. Возможность повреждения турбинного оборудования наиболее характерна для деривационных ГЭС, имеющих малые по объему водохранилища и в период паводков значительный сток наносов, а также действующие напоры с высокими скоростями в проточной части турбин. Если не предпринимать дополнительных мероприятий по защите от наносов, разрушение энергетического оборудования происходит за весьма короткое время. Основным мероприятием для защиты ГЭС от наносов является включение в

деривационный тракт отстойника, который обеспечивает осаждение и удаление из потока части поступающих наносов.

Эксплуатационные качества и экономические показатели гидрозлов зависят от приемлемых сроков межремонтных периодов работы оборудования ГЭС.

Исходя из энергоэкономических оценок [1] износ оборудования, характеризуемый продолжительностью межремонтного периода, можно считать

интенсивным при межремонтном периоде до 2-х лет,  
умеренным при межремонтном периоде 3...4 года,  
слабым при межремонтном периоде свыше 4-х лет.

Ориентировочно при проектировании отстойника следует стремиться к обеспечению умеренного износа оборудования за счет выбора параметров отстойника, обеспечивающих недопущение на турбины опасных частиц наносов с концентрацией и крупностью, приводящими к интенсивному износу.

По техническим условиям и нормам проектирования гидротехнических отстойников (ТУиН 24-110-48) [2], которые не пересматривались с 1948 г., можно заключить, что допустимым с точки зрения интенсивности абразии является прохождение через отстойник частиц наносов крупнее 0,25 мм с концентрацией в потоке не более 0,2 кг/м<sup>3</sup>.

Мировой опыт эксплуатации ГЭС не подтверждает эти рекомендации. Так, на деривационной ГЭС Marsyngdi в Непале [3], мощностью 69 МВт (напор 95 м, расход 100 м<sup>3</sup>/с, несмотря на наличие отстойника длиной 400 м и шириной 75 м требуется проведение ежегодных ремонтно-восстановительных работ. Отстойник был запроектирован на осаждение частиц наносов крупнее 0,1 мм. По данным натурных измерений через турбинный тракт проходят частицы наносов с концентрацией в потоке до 6 кг/м<sup>3</sup>. При этом частиц мельче 0,05 мм содержится более 80% от общего количества и только размеры отдельных зерен песка превосходят 0,125 мм.

Поэтому объективно и обоснованно выбор оптимальных параметров отстойника предлагается произвести на основании экономического анализа, полагая, что оптимальным параметрам (длине, ширине, глубине, конструктивным особенностям) соответствует минимум суммы приведенных к одному году затрат на строительство отстойника и на ремонт и замену защищаемого оборудования. Оптимальные параметры отстойника можно выбирать, например, по схеме, приведенной на рис. 1.



Рис.1. Схема для определения оптимальных параметров отстойника ГЭС.

Рассмотрим более подробно предлагаемую методику выбора.

### Определение параметров наносов на входе в отстойник

По данным предварительных гидрологических изысканий о величине стока наносов в различные месяцы года принимаются расчетные параметры для режима наносов на входе в отстойник: величина исходной концентрации наносов в потоке и их гранулометрический состав. Следует отметить, что эти параметры существенно зависят от того, на подъеме или на спаде паводка или в межень



осуществлялось наблюдение. Поэтому расчетные параметры можно обоснованно принимать только на основании статистической обработки натурных измерений с использованием вероятностных методов. Для повышения точности оценок необходимо иметь данные о петрографическом составе наносов.

При оценке эффективности осаждения наносов в отстойнике обычно рассматриваются только частицы наиболее мелких фракций, которые на подходе к отстойнику находятся во взвешенном состоянии. Остальные фракции наносов перемещаются вблизи дна и, как правило, отводятся через промывные галереи во входном пороге отстойника.

#### Определение эффективности осаждения наносов в отстойнике

На основании предварительных проработок принимается начальный вариант конструкции отстойника. Конструкция отстойника должна обеспечивать условия для осаждения в рабочей камере взвешенных частиц наносов снижением средней скорости потока, которая не должна превышать 0,5...0,7 м/с, и возможность удаления отложившихся наносов механическим или гидравлическим способом.

Гранулометрический состав поступающих наносов разбивается на произвольное или стандартное количество фракций. Зная принятую исходную концентрацию наносов, можно определить эффективность осаждения  $i$ -ой фракции в отстойнике, например используя график (рис. 2), предложенный Кэмпом [4] и Доббинсом [5] в 1944 году.

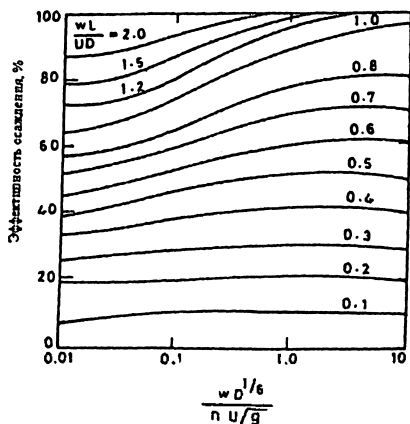


Рис. 2.

Принятые обозначения:  $w$  — гидравлическая крупность  $i$ -ой фракции;  $D$  — глубина потока в рабочей камере отстойника;  $U$  — средняя скорость течения в рабочей камере отстойника;  $L$  — длина эффективного участка рабочей камеры, которая принимается на ~ 20% короче самой камеры;  $n$  — коэффициент шероховатости;  $g$  — ускорение гравитации.

Эффективность осаждения (в процентах) определяется как

$$\left(1 - \frac{\sum c_{\text{вых}}}{\sum c_{\text{вх}}}\right) \cdot 100\%$$

где  $c_{\text{вх}}$  — концентрация наносов  $i$ -фракции на входе в отстойник;  $c_{\text{вых}}$  — концентрация наносов  $i$ -фракции на выходе из отстойника.

На процесс осаждения частиц наносов в отстойнике влияет нестационарность гидродинамического воздействия на твердые частицы, связанная с турбулентностью потока. Поэтому при оценке осаждения часто используются подходы теории вероятностей. Впервые такие подходы были использованы М.А. Великановым [6] в 1936 году. Его разработки применены И.И. Леви и А.П. Зегждой при составлении ТУиН 24-110-48 [2]. В дальнейшем Д.Я. Соколовым [7], И.Е. Михайловым [8], Г.И. Кривченко [9] были внесены уточнения и усовершенствования в методику, содержащуюся в [2]. Так, метод, предложенный И.Е. Михайловым, дополнительно позволяет учесть распределение наносов различной крупности по глубине потока. Другая группа методов расчета процессов осаждения [10...13], применяемых в основном для расчета ирригационных отстойников, основана на соотношении действительной концентрации наносов в потоке и его транспортирующей способности. Наиболее совершенным из этих методов и удобным в использовании является метод Н.Т. Кавешникова [13].

За рубежом также выполнено много исследований с целью разработки и усовершенствования методов оценки эффективности осаждения в отстойниках, в частности [14..21]. Однако в силу сложности математического описания процессов транспорта и осаждения наносов во всех методах применяются эмпирические зависимости, которые, как правило, справедливы в аналогичных проведенным исследованиям условиях.

К сожалению, все интегральные методы не учитывают реальную форму тела отложения наносов в отстойнике и ее изменение, которое приводит к изменению во времени границ области течения в отстойнике.

Например, для отстойников с периодической гидравлической промывкой принимается, что осаждаемыми частицами заносится «мертвый объем» рабочей камеры отстойника, который принимается равным

$$W = B \cdot L \cdot \left( h_{\text{ак}} + \frac{I_b \cdot L}{2} \right),$$

где  $B$  — ширина рабочей камеры;  $L$  — длина рабочей камеры;  $h_{\text{ак}}$  — глубина аккумуляции отложений;  $I_b$  — уклон дна рабочей камеры.

Однако реально в первую очередь происходит отложение наиболее крупных частиц в начале камеры. Занесение происходит до высоких уровней с образованием бара отложений, лоб которого со временем продвигается вниз по течению. Ниже лба отложений уклон поверхности тела отложения существенно увеличивается. Естественно, что реальная форма отложений и изменение области течения не могут не сказаться на процессе осаждения наносов. Поэтому занесение через некоторое время части рабочей камеры, равной принятому «мертвому объему», не характеризует предельное состояние отстойника по выполнению своих функций — осадению опасных частиц наносов.

Имеются попытки более точного описания процесса осаждения наносов в отстойнике с использованием численного (компьютерного) моделирования. Такие попытки содержатся, в частности, в работах [22...24]. Нами также было выполнено численное моделирование процессов осаждения с применением эффективных экономичных согласованных разностных схем, изложенных в [25,26].

В основу численного моделирования процессов в отстойнике в первом приближении была принята математическая модель, предложенная А.Н. Милитеевым [27,28] для прогноза русловых деформаций, которая в дивергентной форме имела следующий вид:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( QU + \frac{1}{2} g \int_0^b h^2 dy \right) = g i \Omega - \lambda \cdot \frac{Q^2}{\Omega R},$$

$$\left. \frac{\partial \Omega}{\partial t} \right|_{Z_n = \text{const}} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0,$$

$$\frac{\partial \Omega c}{\partial t} + \frac{\partial Qc}{\partial x} = -K \cdot (c - c_n) \cdot \frac{\Omega}{R},$$

$$(1-p) \cdot \left. \frac{\partial \Omega}{\partial t} \right|_{\zeta = \text{const}} = -K \cdot (c - c_n) \cdot \frac{\Omega}{R}.$$

Здесь:  $Q$  — суммарный объемный расход воды и наносов;  $t$  — время;  $U = Q/\Omega$  — средняя скорость течения;  $\Omega$  — площадь живого сечения потока;  $g$  — ускорение свободного падения;  $b$  — ширина потока;  $h = \zeta - z_n$  — глубина потока;  $\zeta$  — отметка сво-

бодной поверхности воды;  $z_n$  — отметка дна;  $i = \sin \alpha \approx \alpha$  — наклон оси  $OX$  к горизонту ( $\alpha$  — угол между  $OX$  и горизонтальной плоскостью);  $\lambda$  — коэффициент гидравлического трения, принимаемый по Маннингу

$$\lambda = gn^2 R^{-1/3};$$

$R = \Omega/\chi$  — гидравлический радиус;  $\chi$  — смоченный периметр водотока;  $n$  — коэффициент шероховатости;  $c$  — истинная объемная концентрация частиц наносов в потоке;  $c_n$  — равновесная концентрация частиц (концентрация насыщения), принятая по зависимости Бэгнольда [29]

$$c_n = 0,4 \cdot \frac{U_*^2}{gR} \cdot \left( \frac{0,13}{\operatorname{tg} \varphi} + 0,01 \cdot \frac{U}{\omega} \right),$$

$\varphi$  — угол внутреннего трения грунта в воде ( $\operatorname{tg} \varphi \approx 0,6$ );  $p$  — пористость грунта (отношение объема пор к объему всего грунта);  $K$  — коэффициент интенсивности обмена наносами между дном и потоком

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

$$U_* = \sqrt{gnUR}^{1/6},$$

$\omega$  — гидравлическая крупность частиц наносов;  $\gamma$  и  $\beta$  — численные коэффициенты. Согласно исследованиям [30], в первом приближении  $\gamma = 1$ ,  $\beta = 0$ .

В соответствии с приведенной методикой была произведена оценка процесса занесения камеры отстойника строящейся Советской ГЭС на р.Черек (Северный Кавказ). Для выполнения расчетов были заданы начальные и граничные условия: расход воды, исходная концентрация наносов, гидравлическая крупность их отдельных фракций, отметка уровня воды во входном сечении, количество и размеры рабочих камер. В результате расчетов были получены продольные (по длине отстойника) профили донных отложений и изменение концентрации отдельных фракций наносов во времени. На рис.3 приведены некоторые результаты расчетов.

### Оценка межремонтного срока эксплуатации

Напомним, что интенсивность абразивного износа характеризуется сроком межремонтного периода работы оборудования. В простейшем случае длительность межремонтного периода проектируемой ГЭС можно оценить сравнением с действующей ГЭС с анало-

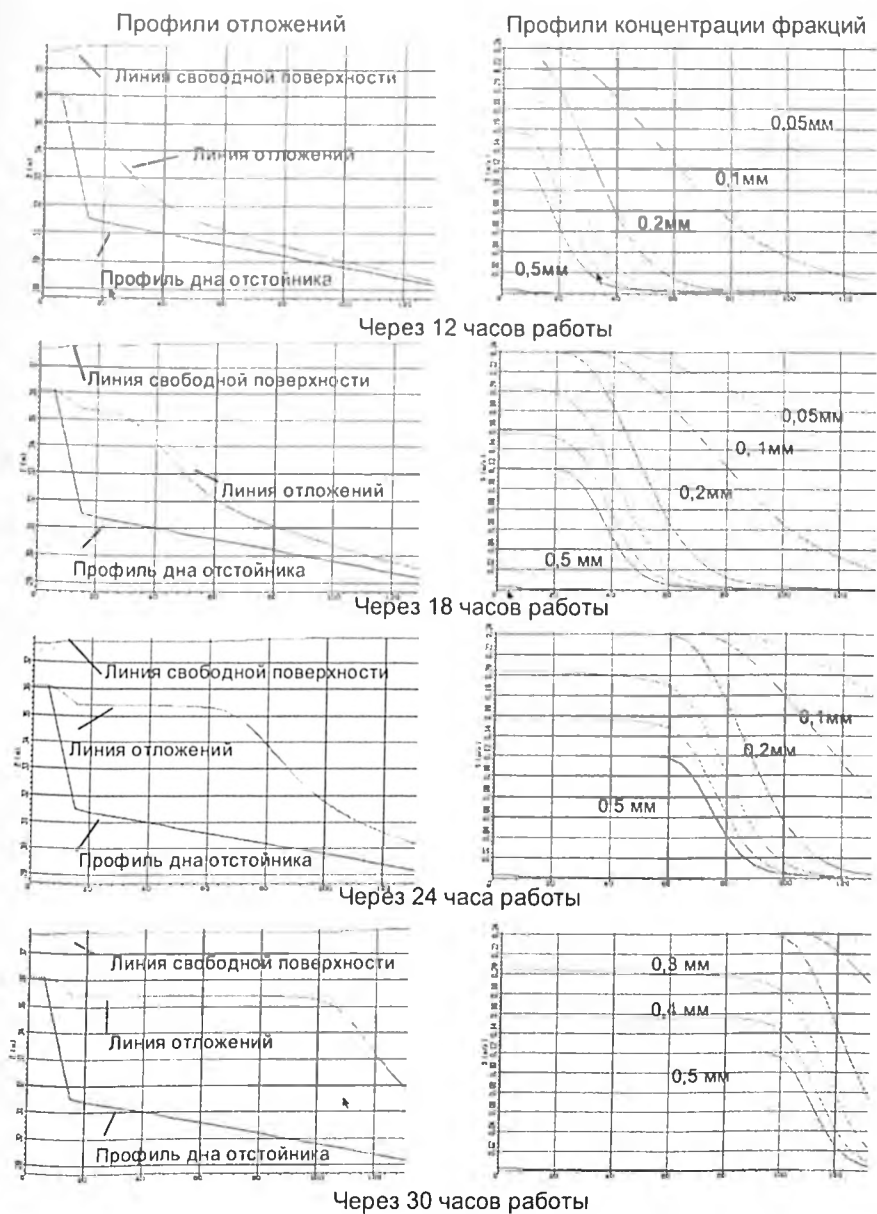


Рис. 3. Результаты расчета условий в рабочей камере отстойника Советской ГЭС в различные моменты времени при расходе воды  $Q=80$  м<sup>3</sup>/сек, концентрации наносов  $C_c=1,20$  кг/м<sup>3</sup>, количестве камер — 3 (шириной 8 м, длиной 120 м), средней скорости 0,5 м/с.

гичным оборудованием, для которой известен режим стока наносов и время межремонтного периода. По зависимости

$$T_n = \frac{\bar{c}_i \cdot U_i^3 \cdot k_i \cdot D_i}{c_n \cdot U_n^3 \cdot k_n \cdot D_n} \cdot T_i,$$

где  $T$  — время межремонтного периода;  $i$  и  $n$  — индексы соответственно для эксплуатируемой и проектируемой ГЭС;  $\bar{c}$  — средняя приведенная концентрация твердых частиц наносов в потоке;  $U$  — скорость течения в характерной области, например вблизи рабочего колеса турбины;  $k$  — коэффициент износостойкости материала, из которого изготовлено оборудование;  $D$  — диаметр рабочего колеса; определяется время межремонтного периода работы оборудования (турбины).

Здесь  $\bar{c} = \sum_{i=1}^n K_{ai} c_i$ , где  $c_i$  — концентрация твердых частиц  $i$ -ой фракции;  $K_{ai}$  — коэффициент абразивного воздействия наносов  $i$ -ой фракции. Коэффициент  $K_a$  рекомендуется принимать в соответствии с табл. 1 [1].

Таблица 1

Фракция, мм	0,01...0,05	0,05...0,10	0,10...0,25	0,25...0,50
Коэффициент $K_a$	0,02	0,06	0,17	0,47

Сведения о параметрах турбинного оборудования для ряда деривационных ГЭС с напорами от 20 до 170 м и характеристиках наносного режима, используемых в расчете, приведены в [1, 31, 32]. Следует отметить, что эти сведения в основном относятся к радиально-осевым турбинам, характерным для большинства деривационных ГЭС в нашей стране.

Однако зачастую, в силу различных причин, нельзя найти действующий аналог с известным стоком наносов. В этих случаях для оценки межремонтного периода  $T_0$  можно использовать связи основных параметров наносного режима, в частности приведенной концентрации частиц, и скорости течения вблизи рабочего элемента, влияющие на срок межремонтной эксплуатации.

Российскими учеными предложена функциональная связь:

$$T_0 = f(\bar{c}, U^3, t, K_a, D_i),$$

За рубежом — связь, предложенная Т. Нозаки [33], имеет аналогичный вид:

$$T_0 = f(c_{pe}, U^n),$$

где:  $c_{pe}$  — приведенное среднегодовое содержание взвешенных на-

носов в потоке, проходящем через турбины;  $U$  — скорость потока в характерном сечении турбины;  $n$  — показатель степени, зависящий от вида агрегата и принимающий значения от 1,5 до 3,0. Так, для рабочих колес радиально-осевых турбин  $n = 3$ , для направляющего аппарата  $n = 2,5$ , для чашек и сопел ковшевых турбин  $n = 2,5$ .

Приведенное среднегодовое содержание взвешенных наносов  $c_{pc}$  определяется из выражения

$$c_{pc} = \Sigma(c^{\alpha} k_1 k_2 k_3),$$

где:  $c$  — средняя многолетняя речная мутность, кг/м<sup>3</sup>;  $\alpha$  — степень, корректирующая влияние мутности, принимаемая равной 1 при мутности потока до 5 кг/м<sup>3</sup>;  $\alpha$  — относительный размер частиц фракций наносов, нормированный размером 0,05 мм;  $\beta$  — корректирующий множитель, принимаемый, при среднем диаметре ( $d_{50}$ ) частиц рассматриваемого грансостава меньше 0,6 мм, равным 1;  $k_1$  — коэффициент формы частиц наносов, принимающий значения 0,75; 1 и 1,25 в зависимости от опасности повреждения острыми кромками;  $k_2$  — коэффициент твердости частиц, принимаемый равным 1 при твердости по шкале Мооса выше 3 и равным 0,5 при твердости ниже 3;  $k_3$  — коэффициент сопротивляемости износу металла, из которого изготовлено оборудование, принимаемый равным 1 для стали, содержащей 13 % хрома и 4 % никеля.

По данным связям, обобщив имеющиеся натурные данные, были построены графики для различных постоянных значений межремонтных периодов, где по оси ординат отложена приведенная концентрация наносов, а по оси абсцисс — либо характерная скорость на рассматриваемом участке (рис. 4, 5), либо действующий напор (рис. 6). Данные Нозаки основаны на обследовании 18 ГЭС в Перу. Дополнительно, индийскими учеными обследованы 4 ГЭС (Dehar, Vaira Siul, Giri и Chibro в районе Гималаев [35]), результаты которых подтвердили приемлемость оценки срока межремонтного периода по методу Т. Нозаки.

График Нозаки, показывающий связь содержания наносов  $c$  и рабочего напора  $H$  и их влияние на интенсивность эрозии и межремонтный срок эксплуатации турбины для четырех Индийских ГЭС в Гималайском регионе [35].

После преобразования по указанным зависимостям параметров наносного режима на выходе из отстойника (на входе в турбинный тракт) в виде приведенной концентрации и нанесения ее на указанные графики можно получить оценку межремонтного срока эксплуатации оборудования проектируемой ГЭС.

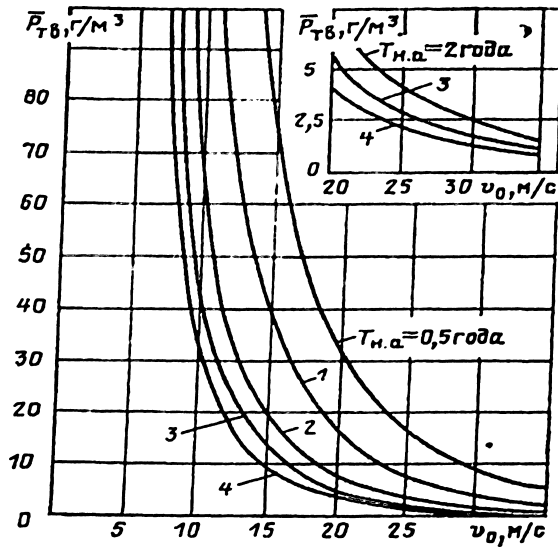


Рис. 4. Зависимость межремонтного периода направляющего аппарата  $T_{н.а.}$  от истирающей способности водотока, выраженной через приведенную концентрацию  $\bar{P}_{тв.}$ .

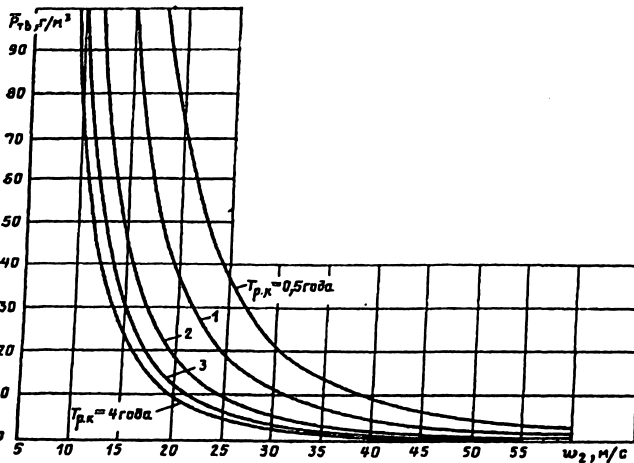


Рис. 5. Зависимость межремонтного периода рабочего колеса  $T_{р.к.}$  от приведенной концентрации  $\bar{P}_{тв.}$ .



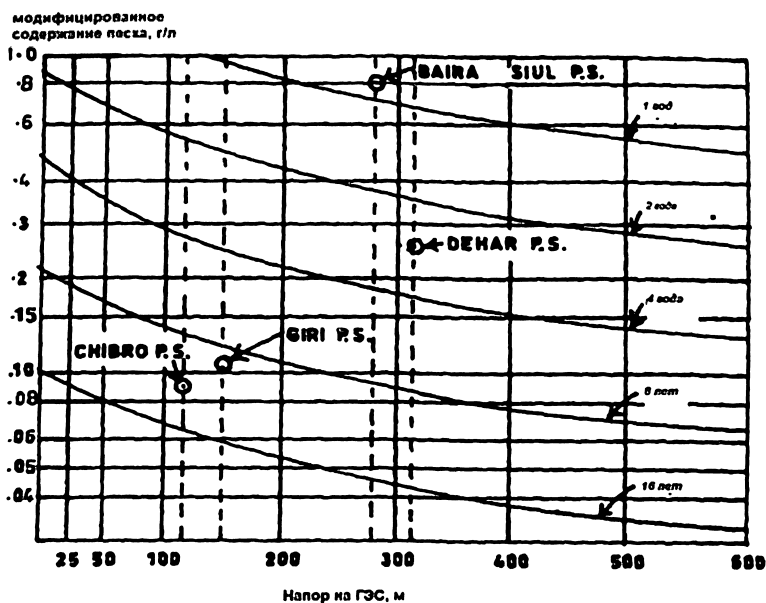


Рис. 6. График Нозаки, показывающий связь содержания наносов  $s_{pc}$  и рабочего напора  $H$  и их влияние на интенсивность эрозии и межремонтный срок эксплуатации турбины для четырех Индийских ГЭС в Гималайском регионе [35].

На рисунках 4...6 обозначено: кругом — точка, соответствующая 3-камерному отстойнику; треугольником — точка, соответствующая 4-камерному отстойнику; квадратом — точка, соответствующая 5-камерному отстойнику.

### Оценка ежегодных затрат

Выбор оптимальных параметров отстойника из экономических соображений можно продемонстрировать на примере проектируемого в Индии гидроузла Thoran Shongtong [35]. В табл. 2 приведены данные по стоимости вариантов отстойника с длиной рабочей камеры, необходимой для осаждения частиц наносов различного расчетного диаметра от 0,2 до 0,5 мм. Также приведены данные по стоимости турбины с учетом затрат на ремонты (стоимость ремонта принята равной 12,5% от стоимости турбины, при этом до замены турбины допускается 6 циклов ремонта) и их суммарной стоимости. Построенный по этой таблице график (рис. 7) показывает, что минимум суммарных затрат достигается при использовании отстойника, запроектированного на осаждение частиц наносов с расчетным размером 0,35 мм.

Таблица

	Длина отстойника, м	Расчетный размер частиц, мм	Стоимость по мировым ценам, (10 млн. индийских рупий)		Суммарная стоим., (10 млн инд. рупий)
			Отстойник	Турбина и ее ремонт	
1	344	0.2	272.5	74.5	346.9
2	185	0.3	173.2	96.0	269.3
3	128	0.4	137.7	131.8	269.5
4	99	0.5	130.8	152.5	283.3

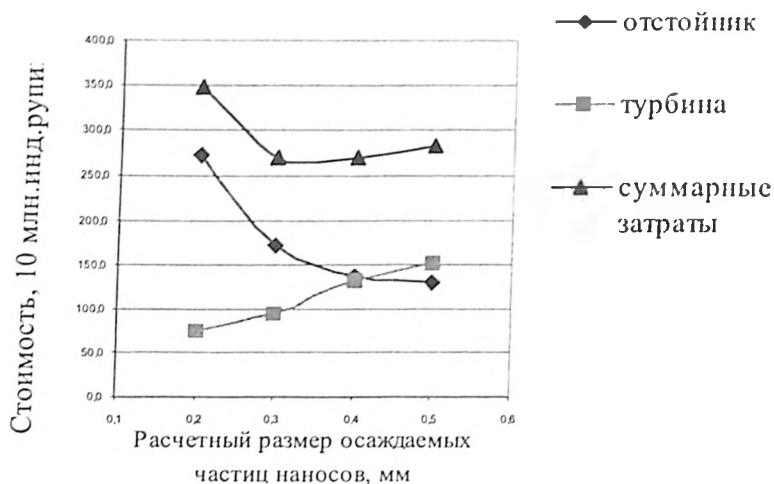


Рис. 7. График зависимости стоимости отстойника, турбины и их суммы от размера частиц наносов, осаждаемых в отстойнике.

Приведенный пример является сугубо частным случаем для гидроузла Thoran Shongtong, демонстрирующим выбор параметров отстойника из экономических соображений. К сожалению, нельзя переносить приведенные соотношения стоимости отстойника и турбины, с учетом её ремонта, на другие гидроузлы. Это связано с тем, что не только размеры частиц наносов, но и их концентрация характеризует наносный режим и абразивный износ в турбинном тракте ГЭС.

Поэтому нами предлагается другой путь экономического сравнения вариантов — по сумме амортизационных отчислений капитальных вложений и эксплуатационных затрат, приведенных к базисно-

му (одному) году. При сопоставлении вариантов отстойника учитывается приведенная концентрация наносов, которая определяет время межремонтных периодов и количество ремонтов (замен) повреждаемых элементов за срок службы.

Метод сравнительной экономической эффективности заключается в сопоставлении капитальных единовременных вложений и ежегодных издержек по сравниваемым вариантам технических решений. В нашей стране показателем сравнительной эффективности капитальных вложений является минимум приведенных затрат, который по каждому варианту представляет собой сумму ежегодных издержек производства и капитальных вложений, приведенных к одинаковой размерности в соответствии с нормативным коэффициентом эффективности  $E_{\text{н}}$  по зависимости [34]

$$Z_i = E_{\text{н}} K_i + I_i,$$

где  $Z_i$  — приведенные затраты по  $i$ -му варианту;  $K_i$  — капитальные вложения по  $i$ -му варианту;  $I_i$  — ежегодные издержки производства по  $i$ -му варианту;  $E_{\text{н}}$  — нормативный коэффициент эффективности.

Нормативный коэффициент эффективности рекомендуется принимать равным 0,08...0,12 1/год. Ежегодные издержки производства существенно зависят от межремонтного срока эксплуатации. Полагая, что эффективность осаждения частиц наносов в отстойнике, характеризуемая единым параметром — приведенной концентрацией, регламентирует межремонтный период эксплуатации оборудования ГЭС, подверженного абразии, то можно определить ежегодные эксплуатационные затраты  $I$  на выполнение ремонтных работ и замену невосстанавливаемых элементов по формуле:

$$I = \frac{C_{\text{т}} \cdot (1 + k_{\text{р}} \cdot m_{\text{р}})}{(k_{\text{р}} + 1) \cdot T_0} m_{\text{м}},$$

где  $C_{\text{т}}$  — стоимость турбины;  $k_{\text{р}}$  — количество циклов ремонтов турбины до ее замены на новую;  $m_{\text{р}}$  — отношение стоимости ремонтных работ к стоимости всей турбины;  $T_0$  — межремонтный срок эксплуатации;  $m_{\text{м}}$  — поправочный коэффициент, принимаемый меньшим единицы, который зависит от отношения стоимости повреждаемой части турбины (лопастей рабочего колеса и направляющего аппарата и др.) к стоимости всей турбины.

В частном случае, применительно к отстойнику Советской ГЭС, в соответствии с [35], стоимость ремонтно-восстановительных работ была принята равной  $m_{\text{р}} = 12,5\%$  от стоимости турбины с заменой через 6 циклов ремонта. Поправочный ко-

эффицент  $m_m$  был принят равным 0,25. С учетом того, что длина рабочих камер отстойника, регламентированная топографическими условиями, для всех вариантов принималась равной 120 м, вариация параметров и характеристик отстойника при выборе оптимальных параметров достигалась за счет вариации числа его камер.

Капитальные затраты в ценах 1991 года составляют по:

турбинному оборудованию	
без генераторной части	— 2 463,63 тыс. руб.,
трехкамерному отстойнику	— 4 190,46 тыс. руб.,
четырехкамерному отстойнику	— 5 079,35 тыс. руб.,
пятикамерному отстойнику	— 5 968,24 тыс. руб.

Расчеты по приведенным зависимостям показывают, что при создании трехкамерного отстойника для защиты оборудования Советской ГЭС приведенная концентрация частиц наносов в турбинном тракте будет составлять  $\sim 23$  г/м<sup>3</sup>, которой будет соответствовать межремонтный период 0,5...1 год, при четырехкамерном отстойнике, соответственно,  $\sim 13$  г/м<sup>3</sup> и 1...2 года, при пятикамерном отстойнике, соответственно,  $\sim 5$  г/м<sup>3</sup> и 3...4 года. Неоднозначность в оценке межремонтного срока объясняется отличием значений, получаемых по методикам российских ученых и по Нозаки. Сумма приведенных ежегодных затрат по отстойнику Советской ГЭС оценена соответственно:

для трехкамерного	— 859 тыс. руб./год,
для четырехкамерного	— 618 тыс. руб./год,
для пятикамерного	— 627 тыс. руб./год.

Сопоставление приведенных затрат показывает (рис. 8), что оптимальными параметрами обладает четырехкамерный отстойник.

### Заключение

Наличие в потоке воды твердых частиц наносов увеличивает затраты на выработку электроэнергии из-за необходимости дополнительных мер для сохранения высокого КПД турбины на протяжении межремонтного периода. Наиболее часто для этой цели используют отстойники.

Высокая эффективность отстойника по осаждению частиц наносов достигается за счет существенных капитальных вложений. Однако в реальных условиях эксплуатации она может оказаться как избыточной, так и недостаточной и не дать максимального экономического эффекта в целом. Предлагаемая схема оценки

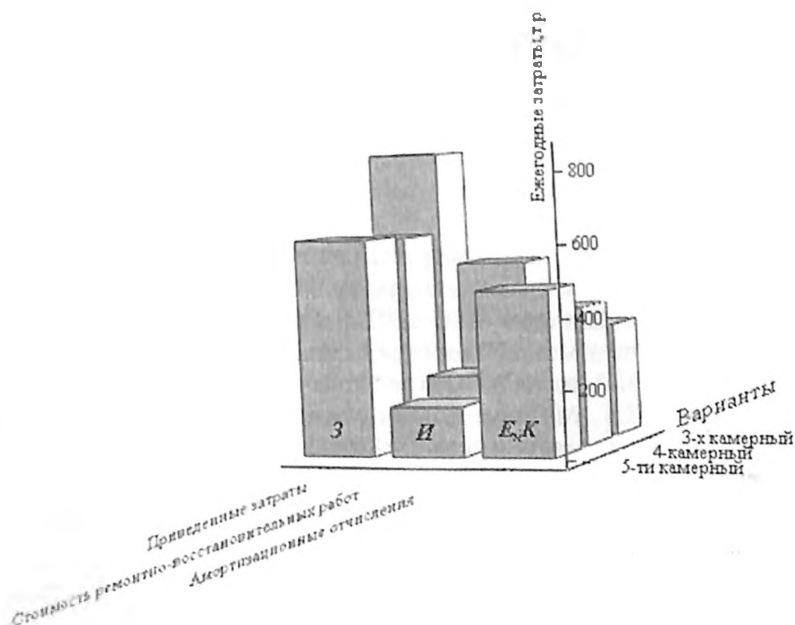


Рис. 8. Гистограмма ежегодных затрат для различных вариантов отстойника Советской ГЭС

эффективности позволяет, в некотором приближении, обоснованно выбрать вариант отстойника с наилучшими (оптимальными) параметрами.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. **Гидроэнергетическое** и вспомогательное оборудование гидроэлектростанций: Справочное пособие: в 2 т. / Под ред. Ю.С. Васильева, Д.С. Щавелева. Т 1. Основное оборудование гидроэлектростанций. М.: Энергоатомиздат. 1988 г.
2. **ТУИИ 24-110-48** проектирования гидротехнических сооружений. Отстойники гидроэлектрических станций. Госэнергоиздат. 1949.
3. **Proceedings of the International Conference on Reservoir Sedimentation**, 9-13 September 1996, Fort Collins, Colorado, USA / Editors Maurice L. Albertson, Albert Molinas and Rollin Hotchkiss.
4. **Camp, T.R.** Discussion on «Effect of turbulence on sedimentation», Trans. ASCE, Vol. 109. 1944.
5. **Dobbins, W.E.**, Effect of turbulence on sedimentation, Trans. ASCE, Vol. 109. 1944.

эффицент  $m_m$  был принят равным 0,25. С учетом того, что длина рабочих камер отстойника, регламентированная топографическими условиями, для всех вариантов принималась равной 120 м, вариация параметров и характеристик отстойника при выборе оптимальных параметров достигалась за счет вариации числа его камер.

Капитальные затраты в ценах 1991 года составляют по:

турбинному оборудованию	
без генераторной части	— 2 463,63 тыс. руб.,
трехкамерному отстойнику	— 4 190,46 тыс. руб.,
четырехкамерному отстойнику	— 5 079,35 тыс. руб.,
пятикамерному отстойнику	— 5 968,24 тыс. руб.

Расчеты по приведенным зависимостям показывают, что при создании трехкамерного отстойника для защиты оборудования Советской ГЭС приведенная концентрация частиц наносов в турбинном тракте будет составлять  $\sim 23$  г/м<sup>3</sup>, которой будет соответствовать межремонтный период 0,5...1 год, при четырехкамерном отстойнике, соответственно,  $\sim 13$  г/м<sup>3</sup> и 1...2 года, при пятикамерном отстойнике, соответственно,  $\sim 5$  г/м<sup>3</sup> и 3...4 года. Неоднозначность в оценке межремонтного срока объясняется отличием значений, получаемых по методикам российских ученых и по Нозаки. Сумма приведенных ежегодных затрат по отстойнику Советской ГЭС оценена соответственно:

для трехкамерного	— 859 тыс. руб./год,
для четырехкамерного	— 618 тыс. руб./год,
для пятикамерного	— 627 тыс. руб./год.

Сопоставление приведенных затрат показывает (рис. 8), что оптимальными параметрами обладает четырехкамерный отстойник.

### Заключение

Наличие в потоке воды твердых частиц наносов увеличивает затраты на выработку электроэнергии из-за необходимости дополнительных мер для сохранения высокого КПД турбины на протяжении межремонтного периода. Наиболее часто для этой цели используют отстойники.

Высокая эффективность отстойника по осаждению частиц наносов достигается за счет существенных капитальных вложений. Однако в реальных условиях эксплуатации она может оказаться как избыточной, так и недостаточной и не дать максимального экономического эффекта в целом. Предлагаемая схема оценки

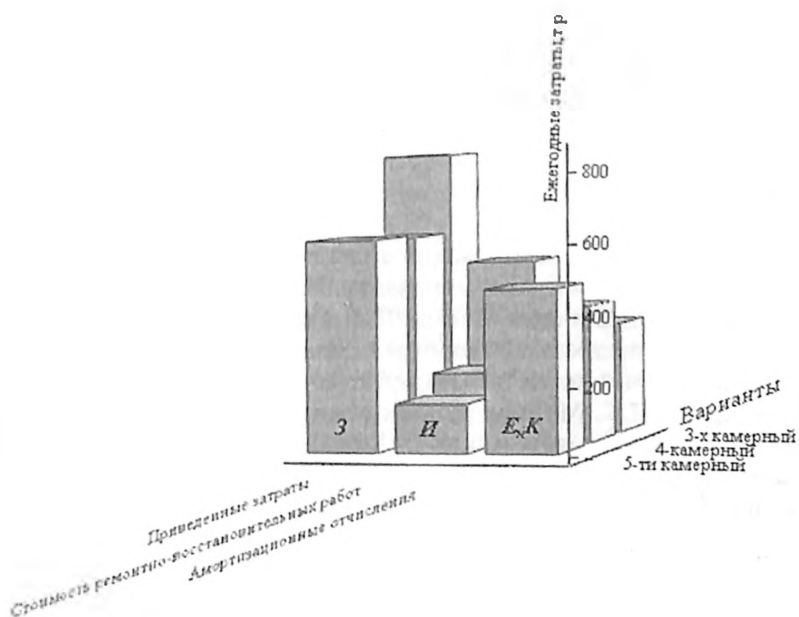


Рис. 8. Гистограмма ежегодных затрат для различных вариантов отстойника Советской ГЭС

эффективности позволяет, в некотором приближении, обоснованно выбрать вариант отстойника с наилучшими (оптимальными) параметрами.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. **Гидроэнергетическое** и вспомогательное оборудование гидроэлектростанций: Справочное пособие: в 2 т. / Под ред. Ю.С. Васильева, Д.С. Щавелева. Т 1. Основное оборудование гидроэлектростанций. М.: Энергоатомиздат. 1988 г.
2. **ТУиН 24-110-48** проектирования гидротехнических сооружений. Отстойники гидроэлектрических станций. Госэнергоиздат. 1949.
3. **Proceedings of the International Conference on Reservoir Sedimentation**, 9-13 September 1996, Fort Collins, Colorado, USA / Editors Maurice L, Albertson, Albert Molinas and Rollin Hotchkiss.
4. **Camp, T.R.** Discussion on «Effect of turbulence on sedimentation», Trans. ASCE, Vol. 109. 1944.
5. **Dobbins, W.E.**, Effect of turbulence on sedimentation, Trans. ASCE, Vol. 109. 1944.

коэффициент  $m_m$  был принят равным 0,25. С учетом того, что длина рабочих камер отстойника, регламентированная топографическими условиями, для всех вариантов принималась равной 120 м, вариация параметров и характеристик отстойника при выборе оптимальных параметров достигалась за счет вариации числа его камер.

Капитальные затраты в ценах 1991 года составляют по:

турбинному оборудованию	
без генераторной части	— 2 463,63 тыс. руб.,
трехкамерному отстойнику	— 4 190,46 тыс. руб.,
четырехкамерному отстойнику	— 5 079,35 тыс. руб.,
пятикамерному отстойнику	— 5 968,24 тыс. руб.

Расчеты по приведенным зависимостям показывают, что при создании трехкамерного отстойника для защиты оборудования Советской ГЭС приведенная концентрация частиц наносов в турбинном тракте будет составлять  $\sim 23$  г/м<sup>3</sup>, которой будет соответствовать межремонтный период 0,5...1 год, при четырехкамерном отстойнике, соответственно,  $\sim 13$  г/м<sup>3</sup> и 1...2 года, при пятикамерном отстойнике, соответственно,  $\sim 5$  г/м<sup>3</sup> и 3...4 года. Неоднозначность в оценке межремонтного срока объясняется отличием значений, получаемых по методикам российских ученых и по Нозаки. Сумма приведенных ежегодных затрат по отстойнику Советской ГЭС оценена соответственно:

для трехкамерного	— 859 тыс. руб./год,
для четырехкамерного	— 618 тыс. руб./год,
для пятикамерного	— 627 тыс. руб./год.

Сопоставление приведенных затрат показывает (рис. 8), что оптимальными параметрами обладает четырехкамерный отстойник.

### Заключение

Наличие в потоке воды твердых частиц наносов увеличивает затраты на выработку электроэнергии из-за необходимости дополнительных мер для сохранения высокого КПД турбины на протяжении межремонтного периода. Наиболее часто для этой цели используют отстойники.

Высокая эффективность отстойника по осаждению частиц наносов достигается за счет существенных капитальных вложений. Однако в реальных условиях эксплуатации она может оказаться как избыточной, так и недостаточной и не дать максимального экономического эффекта в целом. Предлагаемая схема оценки



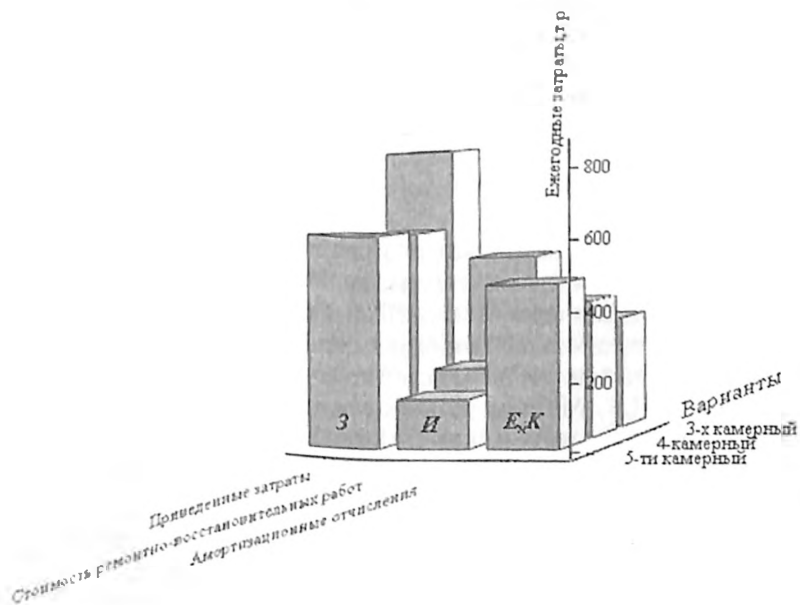


Рис. 8. Гистограмма ежегодных затрат для различных вариантов отстойника Советской ГЭС

эффективности позволяет, в некотором приближении, обоснованно выбрать вариант отстойника с наилучшими (оптимальными) параметрами.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. **Гидроэнергетическое** и вспомогательное оборудование гидроэлектростанций: Справочное пособие: в 2 т. / Под ред. Ю.С. Васильева, Д.С. Щавелева. Т 1. Основное оборудование гидроэлектростанций. М.: Энергоатомиздат. 1988 г.
2. **ТУиН 24-110-48** проектирования гидротехнических сооружений. Отстойники гидроэлектрических станций. Госэнергоиздат. 1949.
3. **Proceedings of the International Conference on Reservoir Sedimentation**, 9-13 September 1996, Fort Collins, Colorado, USA / Editors Maurice L, Albertson, Albert Molinas and Rollin Hotchkiss.
4. **Camp, T.R.** Discussion on «Effect of turbulence on sedimentation», Trans. ASCE, Vol. 109. 1944.
5. **Dobbins, W.E.**, Effect of turbulence on sedimentation, Trans. ASCE, Vol. 109. 1944.

6. Великанов М.А. Применение теории вероятностей к расчету осаждения наносов в турбулентном потоке. Известия ВНИИГ. т.18. 1936.
7. Соколов Д.Я. Отстойные бассейны для ирригации и гидроэлектростанций. М.: Сельхозгиз. 1945.
8. Михайлов И.Е. Определение рабочей длины отстойников гидроэлектростанций. //Гидротехническое строительство. №6. 1973.
9. Кривченко Г.И. Расчет отстойников гидроэлектростанций. //Сб. трудов МИСИ. №182. 1980.
10. Мухамеджанов Ф.Ш. О расчете осаждения наносов в ирригационных отстойниках. //Гидротехника и мелиорация. №9. 1963.
11. Хачатрян А.Г., Шаширо Х.Ш., Шарова З.И. Заиление и промыв ирригационных отстойников и водохранилищ. М.: Колос. 1966.
12. Ибад-Зале Ю.А., Нуриев Ч.Г. Расчет отстойников. М.: Стройиздат. 1972.
13. Кавешников П.Т. Методы расчета осаждения наносов и параметров мутности потока в отстойниках. //Гидротехническое строительство. №10.1997.
14. Singh K.K. Experimental studu of settling basins, M.E. Dissertation, University of Roorkee, Roorkee. 1987.
15. Sumer M.S. ,Settlement of solids particles in open channel flow, J. of Hydr. Div., Proc. ASCE, Vol. 103. Nov.1977.
16. Vanoni V.A. (ed), Sedimentation engineering, ASCE, Manuals and Reports on Engineering Practice. New York. No.54. 1975.
17. Garde R.J., Radga Raju, K.G., Sujudi, A.W.R., Design of settling basins. J.of Hydr. Res. Vol. 28. No.1. 1990.
18. Moris P. Optimizing desanding facilities for hydro plants» International Hydropower and Dams. Issue Six. 1996.
19. Chan «Design of Sediment Retention Basins» Proc. National Symp.on Urban Hydrology and Sediment Control, Lexington, Kentucky. 1975.
20. Develay et. al. «Desilting Basin System of the Dul Husti Hydroelectric Project», J.of Hydr. Eng. Oct.1966.
21. Raudkivi «Sedimentation, Exclusion and Removal of Sediment from Diverted Water» IAHR, Hydr.Structure Design Manual 6. 1993.
22. Betcheler W. and Schrimpf W. «A Numerical Calculation for the Deposition Fine Sediments in Horizontal Settling Basins» 21st IAHR Congress, Melbourne, Australia., Aug.1985.
23. Schamber D.R. and Larok B.E. « A Finite Element Model of Turbulent Flow in Primary Sedementation Basins»,Proc.Fine Element in Water Resources, FE2, London, England. 1978.
24. Sarikaya H.Z. « Numerical Model for Discrete Settling», J.of Hydr. Div. ASCE, Vol.106, № HY2. Feb. 1980.
25. Беликов В.В. Численное моделирование течений жидкости со свободной поверхностью и деформируемым дном. Дисс. к. ф.-м. н. М.: 1987.
26. Беликов В.В., Волченков Г.Я. Двухслойная модель русловых перестроений в неравномерных речных потоках. //Тех. докл. II Всес. конф. «Динамика и термика рек, водохранилищ и эстуариев». Т.1. М. 1984.

27. Лятхер В.М., Милитеев А.Н. Гидравлические исследования численными методами. //Водные ресурсы. №3. 1981.
28. Милитеев А.Н. Решение задач гидравлики мелких водоемов и бьефов гидроузлов с применением численных методов. Докт. дисс., Москва. 1984.
29. Bagnold R.A. The nature of saltation and of «bed-load» transport in water. Proc. Roy. Soc. L. 1973, A322. №1591.
30. Милитеев А.Н., Цыпин В.Ш., Петров П.Г., Беликов В.В. Исследование русловых деформаций в районе мостового перехода через р. Вах на а/д г. Стрежневой-Нижевартовское месторождение. М.: НТО ЦНИИС. 1988.
31. Дульнев В. Б. Абразивный износ радиально-осевых гидротурбин и методы борьбы с ними. ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. Госэнергониздат. 1962
32. Иванов С. Л., Эдель Ю. У. Кавитационно-абразивный износ гидросилового оборудования ГЭС и меры борьбы с ним/ Обзорная информация. М.: Информэнерго. 1979.
33. Nozaki T. «Estimation of Repair Cycle of Turbine due to Abrasion Caused by Suspended Sand and Determination of Desilting Basin Capacity» Japan-1990, English translation from original article published in vol.218, Electric Power Civil Engineering, Japan, January,1999.
34. Методика определения эффективности капитальных вложений. М.: Госплан СССР. 1988.
35. Proceedings 2nd International Conference «Siltng Problems in Hydropower Plants», 26-28 September 2001, Bangkok, Thailand./ Editors S.P. Kaushish, Dr. B.S.K.Naidu.

## **ВИХРЕВЫЕ ВОДОСБРОСЫ С ГАШЕНИЕМ ЭНЕРГИИ ПО ДЛИНЕ ОТВОДЯЩЕГО ТРАКТА**

*Новикова И.С., Родионов В.Б., Розанова Н.Н.,  
кандидаты техн. наук (ОАО «НИИЭС»)*

Проектирование и строительство высоконапорных водосбросных сооружений должно быть направлено на обеспечение надежной и безопасной эксплуатации водосбросов, на разработку таких компоновок, которые обеспечивают наименьшее влияние сбрасываемого потока на окружающую среду. Основные проблемы, осложняющие решение этих задач, связаны с возникновением кавитационно-эрозионных повреждений водосбросного тракта под воздействием высокоскоростного потока, с появлением опасного гидродинамического воздействия высокоскоростного потока на элементы водосброса, особенно при переходных режимах, и с недопустимыми размывами русла реки, подмывами и обрушением склонов при выпуске потока с большими скоростями в нижний бьеф.

Обеспечение нормальной эксплуатации водосбросного тракта и экологической безопасности окружающей среды возможно при рациональном гашении энергии внутри водосбросного тракта. С этих позиций заслуживают внимания туннельные водосбросы, работающие в условиях пропуска закрученного потока и получившие название «вихревые водосбросы» [1 – 4].

Оригинальные компоновки эксплуатационных и паводковых водосбросов с вихревым отводом воды, разработанные в России применительно к Рогунскому, Тери и Туполангскому гидроузлам, позволяют погасить значительную часть энергии внутри водовода на достаточно небольших участках (до десяти высот туннеля) и существенно снизить скорости потока на последующих участках туннеля и на выходе из него. В результате проблем из-за появления опасных кавитационно-эрозионных разрушений элементов водосброса и размывов русла в нижнем бьефе не возникает.

#### *Описание конструкции и принципа работы водосброса*

На рис. 1 представлена конструктивная схема шахтного вихревого водосброса, по принципу которой запроектированы водосбросы Рогунского и Туполангского гидроузлов. Водосброс состоит из водоприемной части, шахты, закручивающего устройства и отводящего водовода. Диаметр шахты рекомендован, чтобы максимальные средние скорости потока в напорной шахте составляли не более 15...20 м/с. Закручивающее устройство в виде тангенциального завихрителя потока выгодно отличается от других завихрителей простотой конструкции и надежностью работы. Тангенциальный завихритель с отводящим туннелем соединяется с помощью цилиндрического или конфузорного переходного участка. Начальный участок отводящего туннеля несет функцию камеры гашения длиной  $L_{гт} \approx (5...10)h_t$ , в которой происходит внезапное расширение закрученного потока и его распад, сопровождающийся интенсивным гашением энергии. Такая конструкция водосброса применима при  $20 \leq L_{гт}/h_t \leq 60...80$ , высоте шахты 60...320 м и сбросных расходах  $Q = 40...3400 \text{ м}^3/\text{с}$ .

Формирование закрученного потока в водосбросе с требуемыми характеристиками определяется ключевым сечением завихрителя потока, которое создает напорный режим в шахте при сбросном расходе  $Q_{зат}$  или формирует промежуточный уровень при  $Q < Q_{зат}$  (здесь  $Q_{зат}$  соответствует расходу затопления шахты).

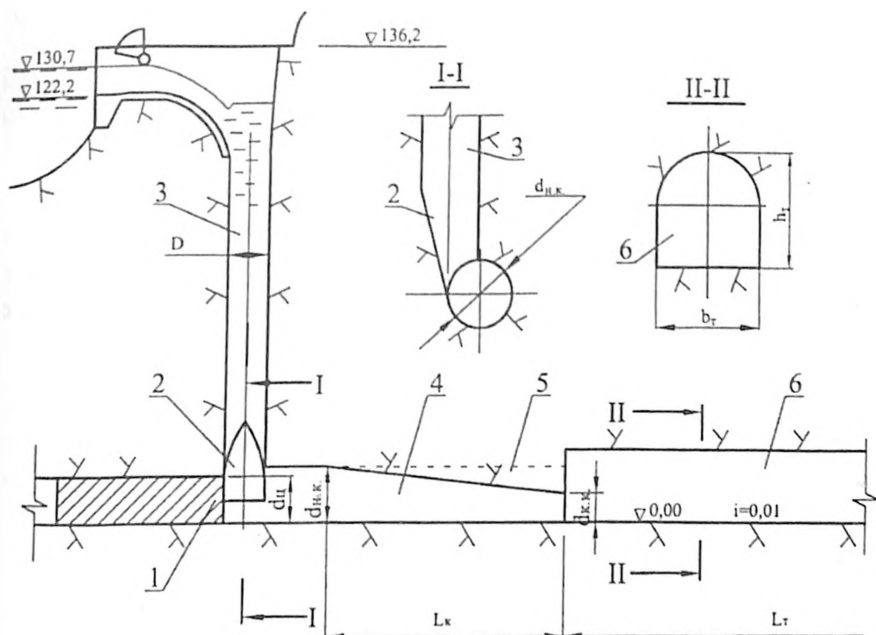


Рис. 1. Конструкция вихревого шахтного водосброса с переходным участком и камерой гашения: 1 — пробка в строительном туннеле; 2 — тангенциальный завихритель; 3 — шахта; 4 и 5 — переходные участки (конфузорный и цилиндрический); 6 — отводящий туннель.

Закручивающее устройство в виде тангенциального завихрителя определяет в значительной степени эффективность гашения энергии в отводящем туннеле. Основной характеристикой завихрителя является его геометрический параметр:

$$A = \frac{\pi R_{ш} R}{\omega_{кл}} \cdot \sin \beta, \quad (1)$$

где  $R_{ш}$  — расстояние от оси шахты до центра тяжести «ключевого» сечения площадью  $\omega_{кл}$ ;  $R$  — радиус отводящего участка за завихрителем;  $\beta$  — угол наклона оси подводящего водовода к оси завихрителя.

От конструкции закручивающего устройства зависят кинематические характеристики закрученного потока, пропускная способность водосброса и динамические характеристики потока. Узел закрутки проектируется таким образом, чтобы  $A = A_{тр}$ , где  $A_{тр}$  — требуемое значение параметра  $A$ , при котором обеспечивается необходимая начальная закрутка потока по интегральному параметру

ру  $\Pi_0$  (определяется расчетом из условия требуемого гашения энергии потока для заданной компоновки водосброса [1]). Например, для условий Туполангского вихревого водосброса  $A_{тр} = 1,4$ , а для Рогунского водосброса  $A_{тр} = 1,1$ . Зависимость  $\Pi_0$  за закручивающим устройством от параметра  $A$  представлена на рис. 2.

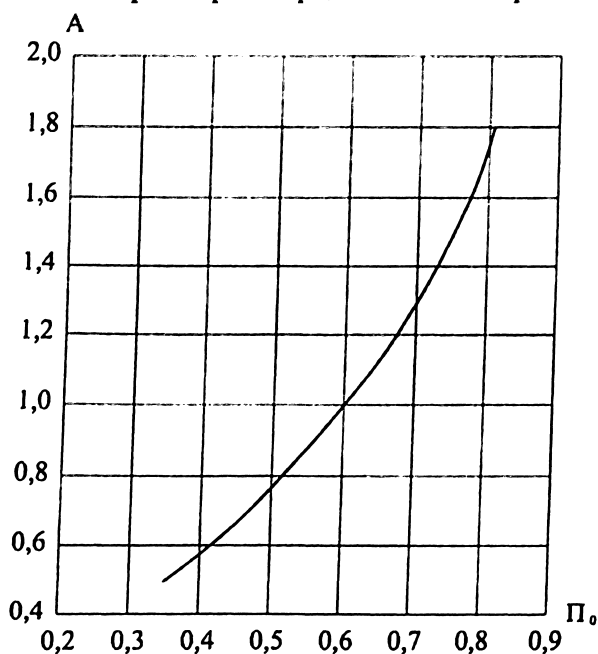


Рис. 2. Зависимость  $\Pi_0 = f(A)$  для тангенциального завихрителя потока.

Интегральный параметр закрутки определяется по зависимости:

$$\Pi = \frac{\tau_u}{\tau} = \frac{V_u}{V} = \sin \alpha_{ст}, \quad (2)$$

где  $\tau_u$  и  $\tau$  — соответственно, окружная компонента и полное касательное напряжение (или скорость закрученного потока  $V_u$ ,  $V$ ) на стенке отводящего водовода;  $\alpha_{ст}$  — угол закрутки потока у стенки водовода.

Характерной особенностью рассматриваемых водосбросов является интенсивное гашение закрученного потока на начальном участке отводящего туннеля за переходным участком (конфузорным или цилиндрическим).

Выбор конструкции камеры гашения зависит от кинематических характеристик закрученного потока и длины отводящего туннеля. Для водосброса с  $L_t \approx 20h_t$  при высокой интенсивности закрутки

(средний угол закрутки потока  $\bar{\alpha} \approx 40^\circ \dots 50^\circ$ ) эффективна широкая камера, обеспечивающая равномерное распределение скоростей потока на выходе из нее и полное гашение энергии вращения потока. Коэффициент внезапного расширения подобных конструкций

$K = \omega_{\text{к.г.}} / \omega_{\text{к.к.}} = 1,4 \dots 3,45$  (здесь  $\omega_{\text{к.г.}}$  и  $\omega_{\text{к.к.}}$  — соответственно, площади сечений камеры гашения и концевое сечение конфузорного участка). В камерах гашения с большим значением  $K$  гашение энергии происходит на более коротком участке, и за камерой формируется безнапорный осевой поток.

Условие сохранения закрученного потока в камерах гашения в общем случае:  $V^2/R > g$ . При  $V^2/R = g$  закрученный поток теряет свою устойчивость, происходит обрушение масс воды вдоль свода туннеля и их перемешивание с воздухом в ядре потока. Происходящая при этом трансформация закрученного потока в осевой сопровождается значительной диссипацией энергии (до 88%).

Габариты отводящего туннеля определяются выбранной конструкцией водосброса и допустимыми скоростями на выходе из отводящего туннеля, которые задаются из условия отсутствия кавитационной эрозии на поверхности обделки отводящего участка туннеля или по условиям сопряжения потока с нижним бьефом.

### *Принципы гидравлического моделирования*

Моделирование осуществлялось по закону гравитационного подобия функций Фруда при соблюдении автомодельности рассматриваемых явлений по числу Рейнольдса и интегральном параметре закрутки  $\Pi = \text{idem}$  при выполнении геометрического подобия ( $A_{\text{мод}} = A_{\text{нат}}$ ). Следует отметить, что давление  $p^* = p/\rho gH$  в воздушном ядре закрученного потока в общем случае зависит от объема воздуха, поступающего из шахты в отводящий водовод, которое может быть различным для модели и натуре. В случае, когда шахта затоплена и воздухозахват в ней отсутствует, условие  $p^* = p/\rho gH$  будет выполняться, если вакуум в ядре закрученного потока, пересчитанный в натуре, не будет превосходить своего максимального физического значения. Иначе обстоит дело с аэрированным потоком, который трудно поддается моделированию. На гидравлических моделях с внешним атмосферным давлением объемное содержание воздуха мало изменяется при перемещении потока вниз по стволу шахты к ключевому сечению, в то

ру  $\Pi_0$  (определяется расчетом из условия требуемого гашения энергии потока для заданной компоновки водосброса [1]). Например, для условий Туполангского вихревого водосброса  $A_{\text{тр}} = 1,4$ , а для Рогунского водосброса  $A_{\text{тр}} = 1,1$ . Зависимость  $\Pi_0$  закручивающим устройством от параметра  $A$  представлена на рис. 2.

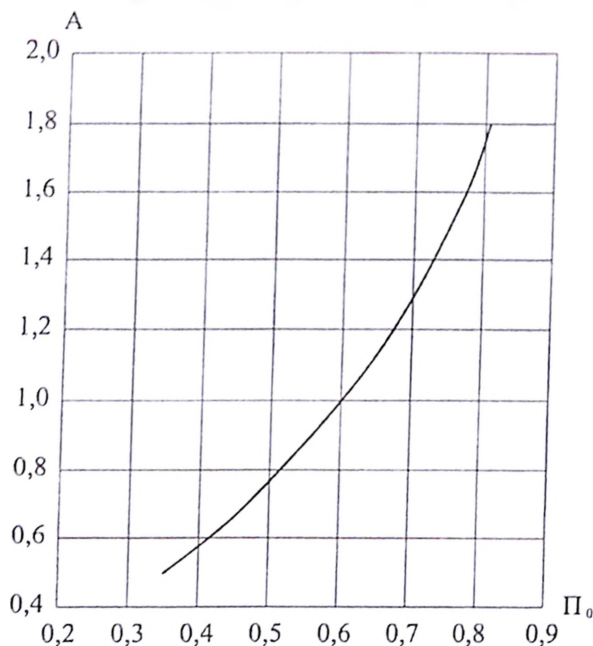


Рис. 2. Зависимость  $\Pi_0 = f(A)$  для тангенциального завихрителя потока.

Интегральный параметр закрутки определяется по зависимости:

$$\Pi = \frac{\tau_u}{\tau} = \frac{V_u}{V} = \sin \alpha_{\text{ст}}, \quad (2)$$

где  $\tau_u$  и  $\tau$  — соответственно, окружная компонента и полное касательное напряжение (или скорость закрученного потока  $V_u$ ,  $V$ ) на стенке отводящего водовода;  $\alpha_{\text{ст}}$  — угол закрутки потока у стенки водовода.

Характерной особенностью рассматриваемых водосбросов является интенсивное гашение закрученного потока на начальном участке отводящего туннеля за переходным участком (конфузорным или цилиндрическим).

Выбор конструкции камеры гашения зависит от кинематических характеристик закрученного потока и длины отводящего туннеля. Для водосброса с  $L_{\text{т}} \approx 20h_{\text{т}}$  при высокой интенсивности закрутки



(средний угол закрутки потока  $\bar{\alpha} \approx 40^\circ \dots 50^\circ$ ) эффективна широкая камера, обеспечивающая равномерное распределение скоростей потока на выходе из нее и полное гашение энергии вращения потока. Коэффициент внезапного расширения подобных конструкций

$K = \omega_{\text{вх}} / \omega_{\text{вых}} = 1.4 \dots 3.45$  (здесь  $\omega_{\text{вх}}$  и  $\omega_{\text{вых}}$  — соответственно, площади сечений камеры гашения и концевое сечение конфузорного участка). В камерах гашения с большим значением  $K$  гашение энергии происходит на более коротком участке, и за камерой формируется безнапорный осевой поток.

Условие сохранения закрученного потока в камерах гашения в общем случае:  $V^2/R > g$ . При  $V^2/R = g$  закрученный поток теряет свою устойчивость, происходит обрушение масс воды вдоль свода туннеля и их перемешивание с воздухом в ядре потока. Происходящая при этом трансформация закрученного потока в осевой сопровождается значительной диссипацией энергии (до 88%).

Габариты отводящего туннеля определяются выбранной конструкцией водосброса и допустимыми скоростями на выходе из отводящего туннеля, которые задаются из условия отсутствия кавитационной эрозии на поверхности обделки отводящего участка туннеля или по условиям сопряжения потока с нижним бьефом.

### Принципы гидравлического моделирования

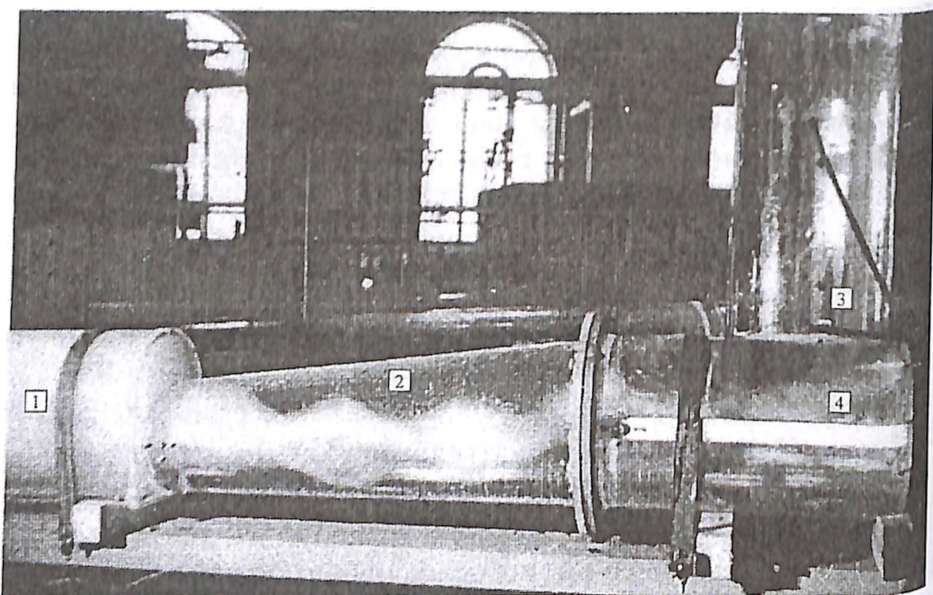
Моделирование осуществлялось по закону гравитационного подобия функций Фруда при соблюдении автомодельности рассматриваемых явлений по числу Рейнольдса и интегральном параметре закрутки  $P = \text{idem}$  при выполнении геометрического подобия ( $A_{\text{мод}} = A_{\text{нат}}$ ). Следует отметить, что давление  $p^* = p/\rho gH$  в воздушном ядре закрученного потока в общем случае зависит от объема воздуха, поступающего из шахты в отводящий водовод, которое может быть различным для модели и природы. В случае, когда шахта затоплена и воздухозахват в ней отсутствует, условие  $p^* = p/\rho gH$  будет выполняться, если вакуум в ядре закрученного потока, пересчитанный в природу, не будет превосходить своего максимального физического значения. Иначе обстоит дело с аэрированным потоком, который трудно поддается моделированию. На гидравлических моделях с внешним атмосферным давлением объемное содержание воздуха мало изменяется при перемещении потока вниз по стволу шахты к ключевому сечению, в то

время как на натурном сооружении заземленный воздух при движении вниз сжимается увеличивающимся давлением жидкости. Так, для вихревого водосброса гидроузла Тери степень сжатия в натуре достигает 15-кратного значения, в то время как на открытой модели масштаба 1:60 степень сжатия составляет 1,4...1,5, т.е. на порядок ниже натуральных значений. Поэтому фиксированное в опытах на моделях возрастание углов закрутки потока в начальном сечении отводящего туннеля при уменьшении сбросных расходов и увеличении содержания воздуха в смеси в натуре ожидать не приходится.

Для достоверного моделирования закрученного потока при наличии свободного уровня в стволе шахты и обильном воздухозахвате потоком необходимо области воздуха в верхнем и нижнем бьефах изолировать от внешней атмосферы и снижать давление воздуха в этих областях вакуумированием в соответствии с геометрическим масштабом модели.

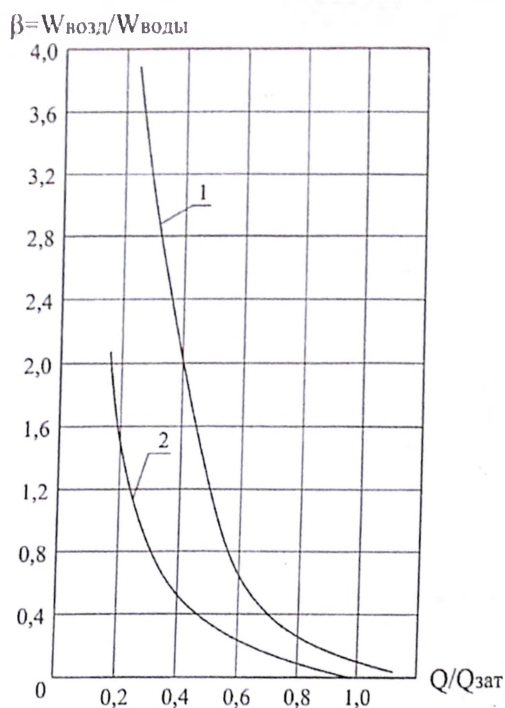
### *Результаты гидравлических исследований*

Визуальные и инструментальные наблюдения за работой изучаемых водосбросов показали, что за тангенциальным завихрителем формируется устойчивый закрученный поток (рис. 3) с несимметричным паровоздушным ядром, которое не замыкается на стенках водовода.



**Рис. 3.** Общий вид начального участка вихревого водосброса на модели: 1 — отводящий туннель; 2 — конфузорный переходный участок; 3 — тангенциальный завихритель; 4 — вихревой жгут.

Подробные исследования влияния воздухозахвата на кинематические характеристики закрученного потока в цилиндрическом ( $L_{ц}/d_{ц}$ ) и конфузорном ( $L_k/d_{к.к.} = 3,84$  с  $\omega_{к.к.}/\omega_{п.к.} = 0,29$ ) переходных участках проводились на модели Рогунского водосброса (М 1:50), рассчитанного на пропуск расхода  $Q \leq Q_{зат}$  при  $H = 160$  м. Изменение содержания воздуха на модели перед завихрителем в зависимости от относительного расхода воды  $Q \leq Q_{зат}$  представлено на рис. 4.



**Рис. 4.** Изменение содержания воздуха  $\beta$  перед завихрителем потока (1) и в «ключевом» сечении завихрителя (2) от относительного расхода воды в шахте.

Эксперименты показали, что закрученный поток в цилиндрическом и конфузорном участках имеет качественно различные геометрические и кинематические характеристики: по длине конфузорного участка углы закрутки уменьшаются в 1,5...2 раза, относительные площади живых сечений закрученного потока (без ядра) также уменьшаются. В цилиндрическом водоводе углы закрутки по длине уменьшаются незначительно, а площадь живого сечения потока соответственно возрастает. Так, при  $Q/Q_{зат} = 0,8$  для конфузорного переходного участка длиной  $L_k = 3,8d_{п.к.}$   $\Pi$  меняется от 0,9 до 0,62, а на такой же длине цилиндрического переходного участка  $\Pi$  уменьшается с 0,87 до 0,83.

время как на натурном сооружении заземленный воздух при движении вниз сжимается увеличивающимся давлением жидкости. Так, для вихревого водосброса гидроузла Тери степень сжатия в натуре достигает 15-кратного значения, в то время как на открытой модели масштаба 1:60 степень сжатия составляет 1,4...1,5, т.е. на порядок ниже натуральных значений. Поэтому фиксированное в опытах на моделях возрастание углов закрутки потока в начальном сечении отводящего туннеля при уменьшении сбросных расходов и увеличении содержания воздуха в смеси в натуре ожидать не приходится.

Для достоверного моделирования закрученного потока при наличии свободного уровня в стволе шахты и обильном воздухозахвате потоком необходимо области воздуха в верхнем и нижнем бьефах изолировать от внешней атмосферы и снижать давление воздуха в этих областях вакуумированием в соответствии с геометрическим масштабом модели.

### *Результаты гидравлических исследований*

Визуальные и инструментальные наблюдения за работой изучаемых водосбросов показали, что за тангенциальным завихрителем формируется устойчивый закрученный поток (рис. 3) с несимметричным паровоздушным ядром, которое не замыкается на стенках водовода.

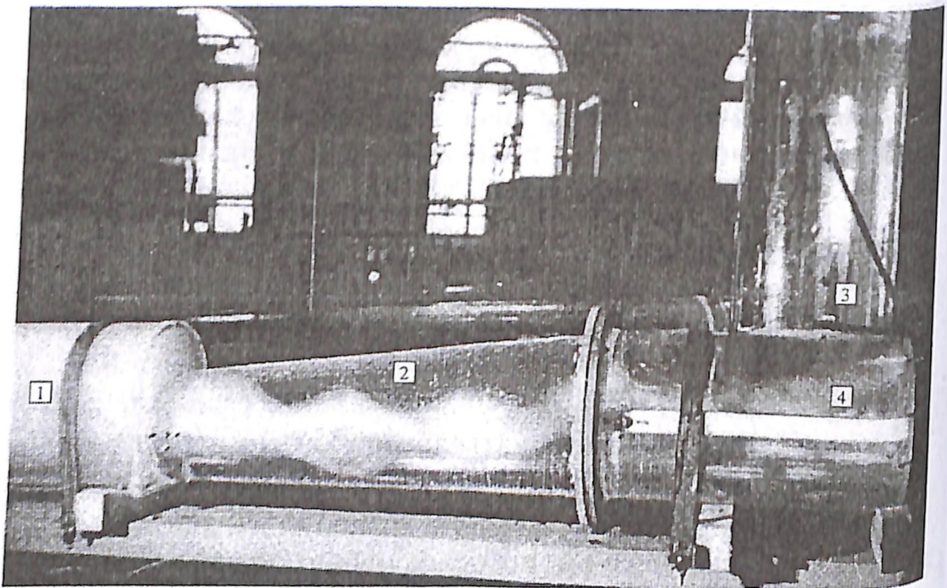


Рис. 3. Общий вид начального участка вихревого водосброса на модели: 1 — отводящий туннель; 2 — конфузорный переходный участок; 3 — тангенциальный завихритель; 4 — вихревой жгут.

Подробные исследования влияния воздухозахвата на кинематические характеристики закрученного потока в цилиндрическом ( $L_{ц}/d_{ц}$ ) и конфузорном ( $L_{к}/d_{к.к} = 3,84$  с  $\omega_{к.к.}/\omega_{ц.к.} = 0,29$ ) переходных участках проводились на модели Рогунского водосброса (М 1:50), рассчитанного на пропуск расхода  $Q \leq Q_{зат}$  при  $H = 160$  м. Изменение содержания воздуха на модели перед завихрителем в зависимости от относительного расхода воды  $Q \leq Q_{зат}$  представлено на рис. 4.

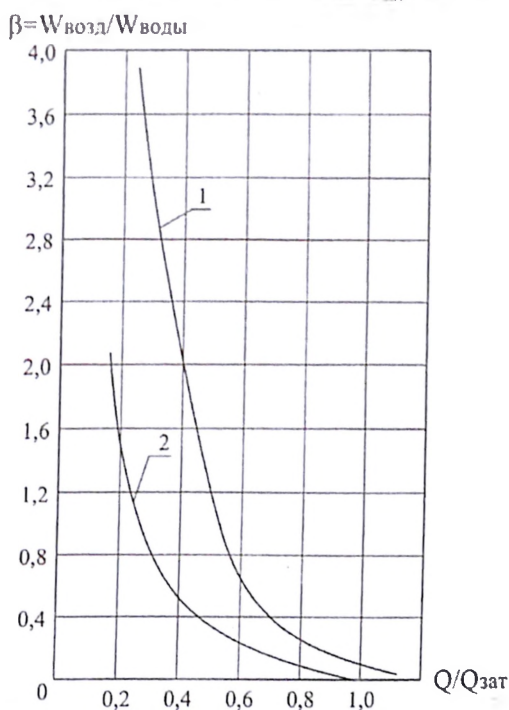


Рис. 4. Изменение содержания воздуха  $\beta$  перед завихрителем потока (1) и в «ключевом» сечении завихрителя (2) от относительного расхода воды в шахте.

Эксперименты показали, что закрученный поток в цилиндрическом и конфузорном участках имеет качественно различные геометрические и кинематические характеристики: по длине конфузорного участка углы закрутки уменьшаются в 1,5...2 раза, относительные площади живых сечений закрученного потока (без ядра) также уменьшаются. В цилиндрическом водоводе углы закрутки по длине уменьшаются незначительно, а площадь живого сечения потока соответственно возрастает. Так, при  $Q/Q_{зат} = 0,8$  для конфузорного переходного участка длиной  $L_{к} = 3,8d_{ц.к.}$   $\Pi$  меняется от 0,9 до 0,62, а на такой же длине цилиндрического переходного участка  $\Pi$  уменьшается с 0,87 до 0,83.

время как на натурном сооружении заземленный воздух при движении вниз сжимается увеличивающимся давлением жидкости. Так, для вихревого водосброса гидроузла Тери степень сжатия в натуре достигает 15-кратного значения, в то время как на открытой модели масштаба 1:60 степень сжатия составляет 1,4...1,5, т.е. на порядок ниже натуральных значений. Поэтому фиксированное в опытах на моделях возрастание углов закрутки потока в начальном сечении отводящего туннеля при уменьшении сбросных расходов и увеличении содержания воздуха в смеси в натуре ожидать не приходится.

Для достоверного моделирования закрученного потока при наличии свободного уровня в стволе шахты и обильном воздухозахвате потоком необходимо области воздуха в верхнем и нижнем бьефах изолировать от внешней атмосферы и снижать давление воздуха в этих областях вакуумированием в соответствии с геометрическим масштабом модели.

#### *Результаты гидравлических исследований*

Визуальные и инструментальные наблюдения за работой изучаемых водосбросов показали, что за тангенциальным завихрителем формируется устойчивый закрученный поток (рис. 3) с несимметричным паровоздушным ядром, которое не замыкается на стенках водовода.

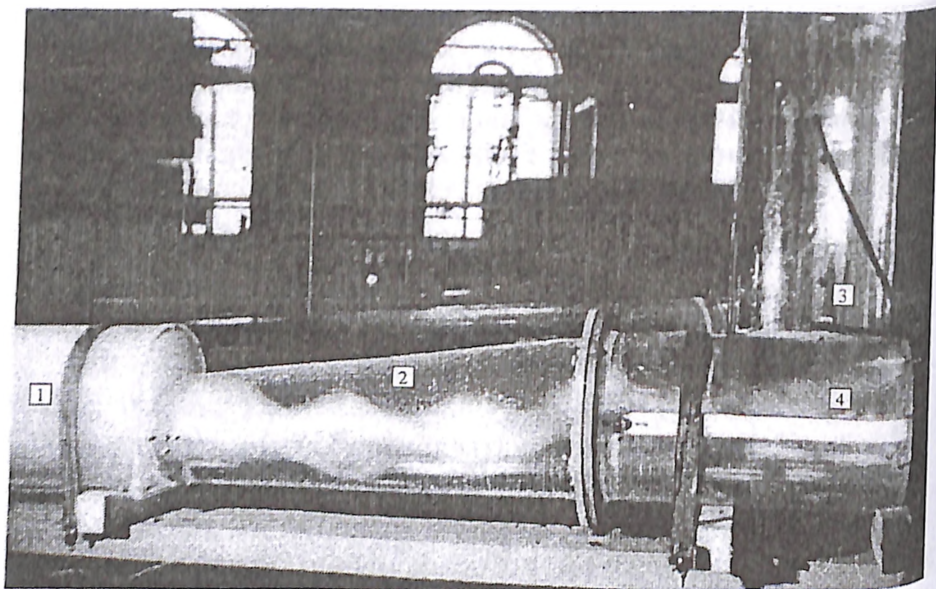


Рис. 3. Общий вид начального участка вихревого водосброса на модели: 1 — отводящий туннель; 2 — конфузорный переходный участок; 3 — тангенциальный завихритель; 4 — вихревой жгут.

Подробные исследования влияния воздухозахвата на кинематические характеристики закрученного потока в цилиндрическом ( $L_{ц}/d_{ц}$ ) и конфузорном ( $L_{к}/d_{кк} = 3,84$  с  $\omega_{кк}/\omega_{цк} = 0,29$ ) переходных участках проводились на модели Рогунского водосброса (М 1:50), рассчитанного на пропуск расхода  $Q \leq Q_{зат}$  при  $H = 160$  м. Изменение содержания воздуха на модели перед завихрителем в зависимости от относительного расхода воды  $Q \leq Q_{зат}$  представлено на рис. 4.

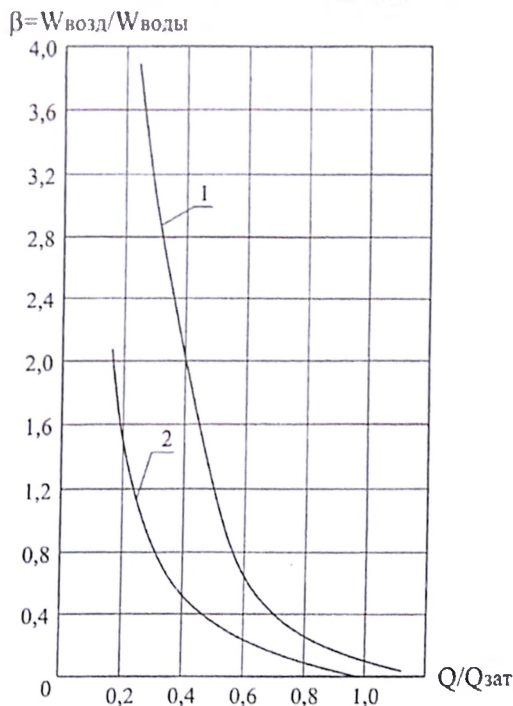


Рис. 4. Изменение содержания воздуха  $\beta$  перед завихрителем потока (1) и в «ключевом» сечении завихрителя (2) от относительного расхода воды в шахте.

Эксперименты показали, что закрученный поток в цилиндрическом и конфузорном участках имеет качественно различные геометрические и кинематические характеристики: по длине конфузорного участка углы закрутки уменьшаются в 1,5...2 раза, относительные площади живых сечений закрученного потока (без ядра) также уменьшаются. В цилиндрическом водоводе углы закрутки по длине уменьшаются незначительно, а площадь живого сечения потока соответственно возрастает. Так, при  $Q/Q_{зат} = 0,8$  для конфузорного переходного участка длиной  $L_{к} = 3,8d_{кк}$  П меняется от 0,9 до 0,62, а на такой же длине цилиндрического переходного участка П уменьшается с 0,87 до 0,83.

При напорном режиме в шахте при отсутствии аэрации потока угол закрутки за завихрителем потока определяется только геометрическим параметром завихрителя  $A$ . При  $Q/Q_{\text{крит}} \leq 0,6 \dots 0,8$  средний угол закрутки потока  $\bar{\alpha}_0$  за завихрителем зависит не только от параметра  $A$ , но и от воздухо содержания в ключевом сечении шахты. Например, при  $Q/Q_{\text{крит}} \leq 0,7 \dots 0,3$  для водосброса с конфузورным переходным участком  $\bar{\alpha}_0 = 59^\circ \dots 78^\circ$ , а с цилиндрическим —  $\bar{\alpha}_0 = 39^\circ \dots 61^\circ$ .

Пропускная способность рассматриваемых водосбросов обеспечивается водосливным фронтом входной части, а также суммарным сопротивлением шахты и отводящего туннеля и определяется зависимостью:

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gH_n} \quad (3)$$

где  $\mu = 1/\sqrt{\sum \xi}$  — коэффициент расхода водосброса  $\sum \xi = \sum \xi_i (\omega/\omega_i)^2$ , здесь ( $\sum \xi$  — коэффициенты гидравлических сопротивлений элементов водосброса);  $\omega$  — площадь сечения камеры гашения;  $H_n$  — действующий напор, определяемый разностью отметок верхнего бьефа и оси камеры гашения.

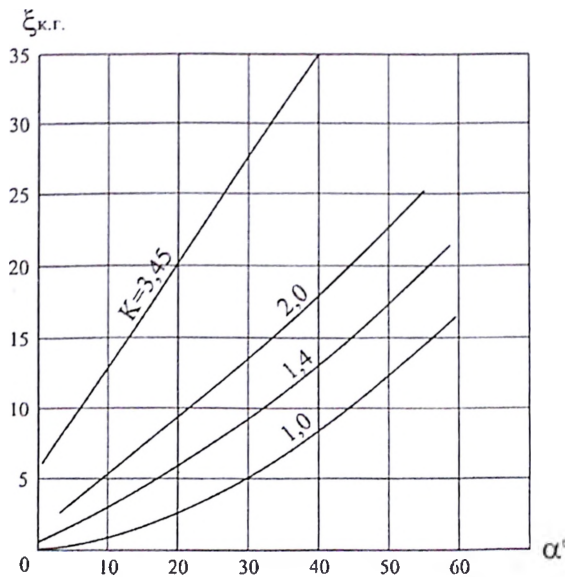


Рис. 5. Коэффициенты сопротивлений камеры гашения  $\xi_{\text{к.г.}}$  от степеней ее расширения  $K$  и углов закрутки потока на стенке в выходном сечении конфузорного участка водосброса.



На рис. 5 приводятся зависимости коэффициента гидравлического сопротивления камеры гашения  $\xi_{к.г.}$  от степени ее расширения  $K$  и от угла закрутки потока на стенке в выходном сечении участка с закрученным потоком. Коэффициент гидравлического сопротивления  $\xi_{к.г.}$  учитывает потери в камере и на выходе потока в отводящий туннель и рассчитан по скоростному напору в камере гашения в предположении, что поток занимает все ее поперечное сечение.

В водосбросах с конфузورным участком и внезапным расширением за ним на участке до  $15h_T$  гасится  $\approx 88\%$  энергии потока, а с цилиндрическим участком гашение энергии происходит плавно и на такой же длине гасится только  $57\%$  энергии потока.

Замеренные на модели величины скоростей в осевом безнапорном потоке за камерой гашения показывают, что применение данных конструкций позволяет уменьшить почти в 3 раза скорости потока, сбрасываемого в нижний бьеф, по сравнению с традиционными шахтными водосбросами.

#### *Гидродинамические характеристики потока в водосбросе*

Исследования по оценке динамических характеристик системы «шахта — узел закрутки потока — отводящий туннель» проводились на гидравлической модели Рогунского шахтного водосброса ( $M 1 : 50$ ). Запись пульсации давления осуществлялась (в 6 точках водосброса) при расходах на модели от  $0,05$  до  $0,123$  м<sup>3</sup>/с. Распределение статического давления на стенку имеет различный характер в шахте и на участке отводящего туннеля. В шахте распределение давления близко к гидростатическому, за исключением участка входного конфузора узла закрутки. Максимальное статическое давление на стенку отмечено в нижней части узла закрутки и равно  $0,8H$  (здесь  $H$  — геометрический напор водосброса, определяемый разницей отметок уровня воды в шахте и оси туннеля). Распределение гидростатического давления в отводящем туннеле с закрученным потоком в значительной мере зависит от конструкции гасителя. Для исследованной схемы в диапазоне режимов  $Q/Q_{зат} = 0,4 \dots 1,0$  подпор со стороны камеры гашения вызывает повышение давления на участке конфузора и в его выходном сечении до  $P_{ст}/\gamma = 0,3H$ .

Максимальные значения нормированных по скоростному напору в ключевом сечении стандартов пульсации давления наблюдались в узле закрутки потока (до  $0,12$ ), причем в режиме, далеком от расчетного. Подобное повышение уровня пульсации отме-

чается в шахте и на участке конфузора и связано с присутствием на модели воздуха в ключевом сечении при наличии промежуточного уровня воды в шахте.

Возрастание стандарта пульсации давления на торцевой стенке узла закрутки, по—видимому, связано с флуктуациями ядра закрученного потока. Пульсации давления в области ядра имеют явно несимметричный характер, определяемый высокочастотными импульсами увеличения давления ( $A_{max}^* / A_{min}^* = 3,0 \dots 4,0$ ). Взаимные корреляции пульсации давления в различных точках модели свидетельствуют, что основным источником возмущений в системе является узел закрутки потока с характерными для него значительными поперечными градиентами скоростей. Максимальные значения пульсаций, отмеченные в зоне резкого изменения направления потока за острыми кромками узла закрутки, достигают 12,6% скоростного напора в ключевом сечении. Уровень пульсации давления в шахте ( $\sigma_N = 0,05 \dots 0,08$ ) связан с собственными колебаниями жидкости в ней, большие значения наблюдаются во входной части узла закрутки. Величина пульсации давления в отводящем цилиндрическом туннеле определяется уровнем турбулентности закрученного потока и составляет 3...4% скоростного напора.

Результаты исследований спектральных характеристик показывают, что основные возмущения вызваны квазипериодическими пульсациями скорости в ключевом сечении шахты с частотой, близкой к частоте вращения потока в начале отводящего туннеля.

### Заключение

Вихревые шахтные водосбросы с гашением энергии закрученного потока по длине отводящего тракта имеют ряд преимуществ по сравнению с традиционными туннельными водосбросами: в частности, простота конструкции и широкая область применения по напорам и сбросным расходам без специальных мероприятий по защите бетонной поверхности водовода от кавитационной эрозии и по укреплению русла реки в нижнем бьефе. При этом, эффективное гашение высокоскоростного потока может происходить на относительно коротких участках отводящего водовода. Например, на Рогунском водосбросе в шахте и закручивающем устройстве теряется 41%, на переходном участке — до 15% начальной энергии потока, а в камере гашения — 33%. Для отводящего туннеля с  $L_t/h_t \leq 60$  в качестве переходного участка между тангенциальным завихрителем и камерой гашения предпочтительнее исполь-

зывать конфузор, который приводит к снижению интенсивности закрутки потока на входе в камеру гашения, выравниванию скоростей со смещением максимума осевой компоненты скорости в центральную область и снижению динамических нагрузок в узле закрутки потока. Увеличение интенсивности закрутки, приводящее к формированию более высоких давлений, чем в цилиндрическом участке, способствует уменьшению кавитационной опасности за завихрителем потока.

Результаты исследований динамических характеристик потока в шахтном водосбросе с закрученным потоком показали, что основным источником возмущений является закручивающее устройство, генерирующее колебания давления и скорости потока с периодом, близким к начальному периоду его вращения на выходе из узла.

Высокая эффективность гашения энергии высокоскоростного потока дает основание использовать рассматриваемые водосбросы как автономно, так и в сочетании с водосбросами других типов, и определяющим фактором при выборе схемы гашения энергии является его надежность и отсутствие отрицательного воздействия на окружающую среду.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. **Гидравлические** расчеты водосбросных сооружений: Справочное пособие М: Энергоатомиздат. 1988.
2. **Галант М.А., Животовский Б.А., Новикова И.С., Родионов В.Б., Розанова Н.Н.** Особенности вихревых туннельных водосбросов и гидравлические условия их работы. Гидротехническое строительство. 1995. №9.
3. **Rozanov N.P., Rozanova N.N., Fedorkov A..M., Zhivotovskiy B.A.** Modeling and cavitation forecast on unevennesses in twisted flows. Proceeding of techicion session C2 XXII Congress IAHR. Lausanne. 1987.
4. **Новикова И.С., Родионов В.Б., Животовский Б.А., Розанова Н.Н.** Шахтные водосбросы с вихревым отводом воды. Proceedings abstract. St.Petersburg. 2002. Volume paper on CD-ROM.

## ЗАДАЧИ ВВОДА ДАННЫХ ПРИ СОЗДАНИИ ЦИФРОВОЙ МОДЕЛИ РЕЛЬЕФА

*Румянцев И.С., доктор техн. наук, Пручкин С. И. кандидат техн. наук (МГУ Природообустройства), Щербаков А.О., кандидат техн. наук (ГНУ ВНИИГим А.Н. Костюкова)*

Внедрение современной технологии ситуационного управления Волжским бассейном выдвинуло на первый план проблемы компьютерного ввода, обработки и отображения связанных с ней пространственных данных. Базовой основой этих действий являются цифровые карты местности и увязанные с ними модели движения речных потоков. К настоящему времени используется ряд таких моделей (программы Новочеркасского строительного университета и Саратовского ИМСХ, зарубежные программы MIKE II (Дания), Cascade (Германия) и т.д.). Вне зависимости от достигаемой точности, все они характеризуются высокой трудоемкостью подготовки исходных данных для расчета. Особенно это касается пространственно распределенной информации, например данных о топографии, гидрологии, характеристиках водосборов. Не менее важной является задача обратного переноса полученных результатов на карту. Учитывая огромные массивы информации, решение может быть достигнуто только при автоматизации как загрузки данных из цифрового (компьютерного) описания объекта в расчетные модули, так и передачи полученных результатов обратно в цифровое описание объекта для эффективного отображения и, при необходимости, дальнейшей обработки. В целом ряде случаев рациональное представление имеющихся данных средствами ГИС позволяет получить новые знания без дополнительных расчетов. К примеру, на сегодня цифровое описание Волжского бассейна, обеспечивающее выполнение названных работ, отсутствует. Имеющиеся картографические материалы отличаются большим разнообразием представлений: это различные проекции и зоны; схематическое отображение местности без координатной привязки; размещение объекта на нескольких листах карт; данные нивелирной съемки; профили в виде чертежей; аэрокосмоснимки, файлы различных форматов и т.д. Плюс значительные размеры Волжского бассейна. Поэтому в число первоочередных задач была выдвинута разработка методики преобразования и загрузки этих данных в единое пространство проекта. Задача эта тем более актуальна, что по рассматриваемому вопросу ощущается острый дефицит информации, и для ее пополнения, а также поддержания цифровой карты в актуальном состоянии, в ближайшие годы необходимо осуществлять ее широко-масштабный планомерный сбор.

В данной статье представлен опыт, накопленный в результате создания цифровой модели рельефа (ЦМР) Волжского бассейна. Работа выполняется с 1999 года в рамках российско-германского проекта «Волга-Рейн». Одной из ее важнейших задач является создание ГИС-подосновы проекта. Не вдаваясь в технические детали, опишем работы на принципиальном уровне.

Допустим, существует некоторый программный модуль для выполнения гидравлических расчетов, например движения жидкости в системе естественных водотоков. Для создания расчетной схемы необходимо знание как их планового, так и высотного расположения. Как правило, для таких целей проводится съемка местности по выбранным створам, которые должны иметь плановую привязку. Если впоследствии возникает необходимость изменить (уточнить) расчетную схему, то приходится повторять съемку. Работа эта длительная и дорогостоящая. В процессе и по итогам выполнения расчетов полученные результаты необходимо отобразить на карте в виде профилей. Ручная работа в данном случае, отличаясь трудоемкостью, нередко приводит к ошибкам ввода-вывода. Чтобы отобразить информацию в новом представлении графические построения приходится выполнять заново. Задача существенно упрощается, когда имеется цифровая (компьютерная) модель рельефа, так называемая матрица высот: местность представлена массивом квадратных площадок, размер которых выбирается, исходя из условия обеспечения необходимой точности. Каждая площадка имеет постоянную высотную отметку, определяемую особым алгоритмом обработки топографических поверхностей (рис. на цветной вкладке).

В нашем случае гидродинамический расчетный модуль Cascade работал с поперечниками (профилями). Координаты этих профилей автоматически загружались в модуль из файлов данных, которые в автоматизированном режиме формировались из ЦМР. В качестве ГИС-инструментария использовались ArcInfo и ArcView (разработка ESRI, США). Предварительно в ГИС вводились данные, описывающие топографию исследуемого участка, после чего можно было отобразить определенный участок в виде карты.

Данные, полученные в результате гидравлических расчетов, после соответствующих преобразований записывались в файлы результатов. Впоследствии их можно было отображать на экране (распечатке) в виде профилей, а также передавать обратно в ГИС-подоснову для отображения ситуации на карте. Работа с программой Cascade достаточно хорошо отлажена. При серьезных трудностях дефицита необходимых данных о топографии и отсутствия единого формата

хранения и представления имеющихся данных не был решен вопрос выбора программного обеспечения и аппаратных средств, обеспечивающих оптимальную технологию получения, обработки и ввода данных в проект с учетом специфики условий выполнения работ.

Например, на самом первом этапе выполнения работ по подготовке данных было решено использовать чертежи поперечных профилей, выполненные в формате dwg (AutoCAD 14, русифицированная версия программы). Всего было 330 профилей (примерно 18 тыс. точек), проведенных через 1 км. Попытка загрузить эти файлы на германской версии программы приводила к ее аварийному сбою. Причина: символы кириллицы обрабатывались не как текст, а как управляющих коды; возможно имелись программные ограничения на использование некоторых символов в используемой версии программы. В дальнейшем не раз приходилось сталкиваться с ситуациями, когда символы кириллицы обрабатывались некорректно, что искажало текст до неузнаваемости. Уже с этого этапа было принято решение об использовании для подготовки данных только интернациональных версий программ либо программ, корректно обрабатывающих языковые различия в данных, либо использовании (по крайней мере на этапе разработки проекта) транслитерации символьных строк. Во-вторых, данные из чертежей невозможно было использовать напрямую: для Cascade необходимы не графические изображения, а числовые массивы (№ профиля — координаты точек — отметки). Чтобы извлечь эту информацию из dwg-файла необходимо создание соответствующей программы-фильтра и конвертора (преобразователя формата хранения данных). В-третьих, на профилях не были указаны плановые координаты точек. Приходилось находить соответствие на картах. Наконец, профили были выполнены в масштабе, причем горизонтальный и вертикальный масштаб имели разные значения. Несомненно, в этом случае было бы вполне достаточно, делая съемку, представить данные в табличной форме, указав координаты концов створов, а также отметки и расстояния для промежуточных точек. Считаем, что использование данных в таком виде нецелесообразно.

Другим источником данных явились лоцманские карты. Поскольку они не имели координатной привязки, то были приклеены на топографические карты (рис. 1). Это существенно снизило точность исходного материала, однако методы электронной «сшивки» таких материалов в то время были практически нереальны из-за ресурсных ограничений компьютеров. Карты в черно-белом формате служили для координатной привязки профилей.

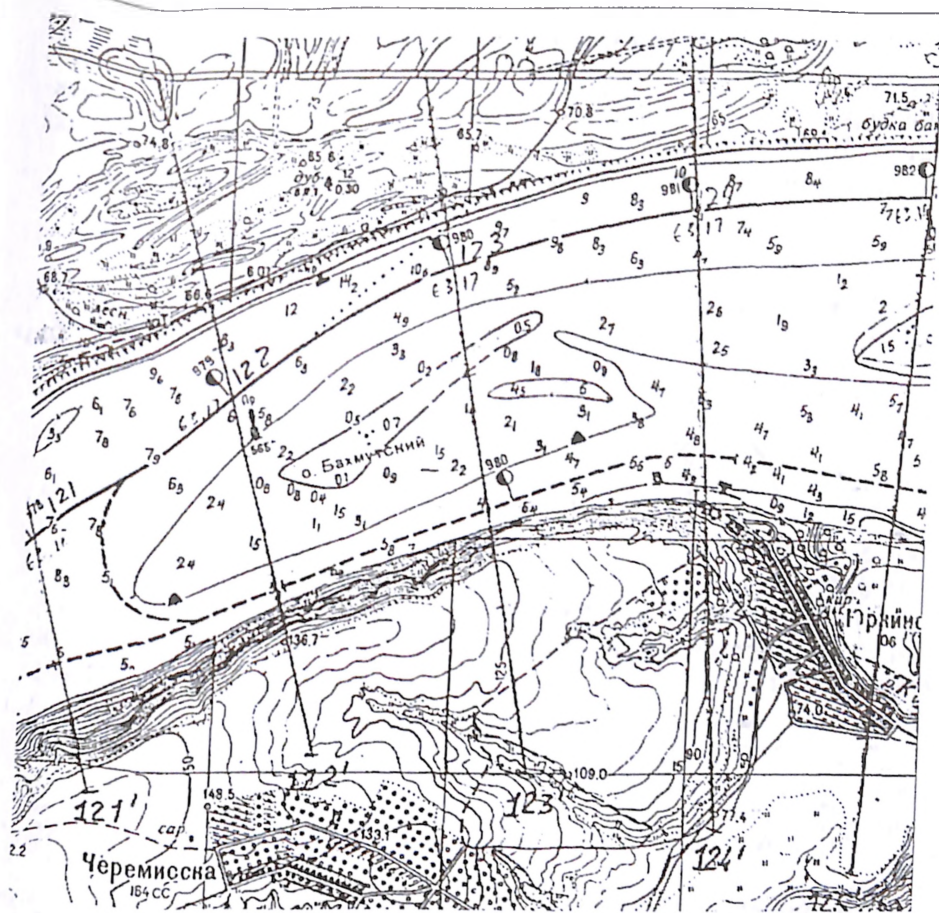


Рис. 1. Лощия, наклеенная на топографическую карту.

Плотность расположения точек с отметками в плане, согласно принятой методике, не должна была быть ниже 200 метров (желательная - 40...50 м). Было принято решение выполнить оцифровку карты. Были использованы два метода: оцифровка с помощью дигитайзера и оцифровка по растровой подложке. Более эффективной была признана последняя, так как в отличие от первой она позволяла:

- обработать материал одновременно на нескольких компьютерах;
- контролировать правильность введенных данных (на дигитайзере оператор не видит, какие объекты он уже обвел);
- продолжать сеанс работы после перезагрузки программы без повторной калибровки (привязки к координатной системе);
- изменять в процессе работы масштаб изображения на экране для достижения большей точности.

Для оцифровки имеющиеся листы карт были предварительно отсканированы. В дальнейшем были использованы цветные оригиналы различных масштабов и в различных картографических проекциях. В процессе работы были разработаны алгоритм и методика подготовки растровых данных к загрузке в проект (рис. 2).

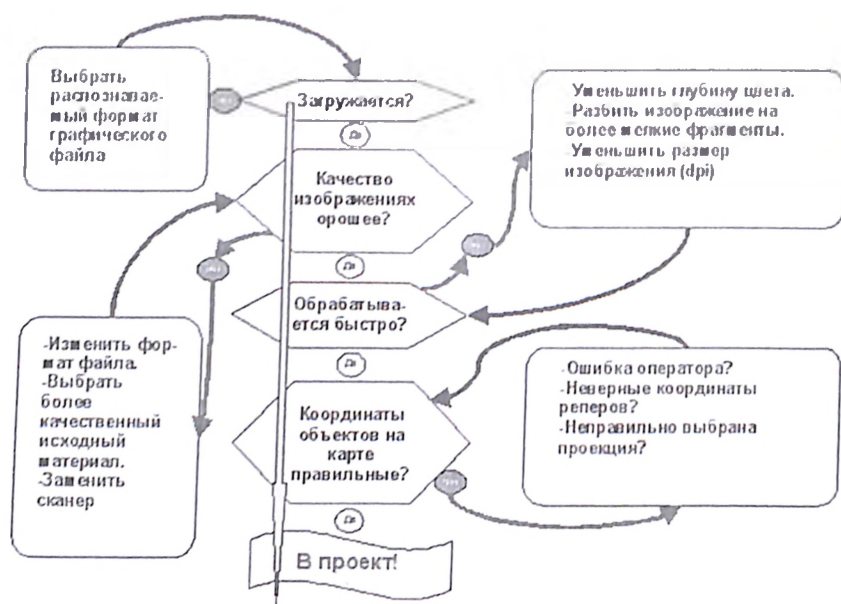


Рис. 2. Алгоритм подготовки растровых данных к загрузке в проект

В процессе работы были предложены приемы, позволяющие существенно ускорить выполнение ряда операций, например ректификации, загрузки изображений в ГИС Arc/Info.

Большое количество полученных из внешних источников данных было представлено в виде файлов формата mid/mif. Наибольшие трудности в их обработке были связаны с преобразованием координат в принятую в проекте картографическую проекцию, корректировкой данных и конвертированием в формат shp (ArcInfo/ArcView) без потери информации об отметках. Проверка точности этих данных была затруднена отсутствием исходного картографического материала.

В результате проведенных работ создана ГИС-подоснова, содержащая данные о рельефе на 1000-километровом участке Волги от Рыбинского до Чебоксарского гидроузлов. Работы продолжаются как в плане расширения рассматриваемой зоны вверх и вниз по течению Волги, так и уточнения (сгущения данных в плане и по вертикали) имеющихся данных за счет новых материалов.



## **ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ГИС — ИНСТРУМЕНТАРИЯ ДЛЯ МОДЕЛИРОВАНИЯ КАСКАДА ВОЛЖСКИХ ВОДОХРАНИЛИЩ**

*Щербаков А.О., кандидат техн. наук, Тальзов А.А., инженер  
(ГНУ ВНИИГиМ им. А.Н. Костякова)*

В настоящее время эффективность регулирования каскадом гидроузлов остается достаточно низкой, учет требований водопользователей зачастую, особенно в паводочный период, осуществляется экспертным путем. Такой подход не позволяет в полной мере учесть все влияющие на решение факторы и ведет к излишним затратам воды и ущербам.

Для устранения этих недостатков предлагается использовать математическое моделирование.

Математические модели необходимо адаптировать методом последовательных корректировок по мере получения прогноза о притоках воды в систему с учетом всех имеющихся данных о наблюдаемом стоке, водопотреблении, состоянии водохранилищ, характеристик бьефов и гидроузлов, потерь стока на испарение и т. п. Такое моделирование требует применения современных методов информационного анализа и мощных вычислительных комплексов.

Основной целью данной статьи является вариант разработки эффективного механизма управления водохозяйственной системой в условиях некоторой неопределенности.

Для решения этой общей задачи в рамках настоящей работы создан комплекс моделей, который позволяет находить оптимальные режимы использования водных ресурсов и управления водохозяйственной системой в целом. Для разработки компьютерных моделей выбран участок между Угличским и Чебоксарским гидроузлами (Рыбинское, Горьковское, Чебоксарское водохранилища).

### ***Создание топографической базы данных и цифровой модели рельефа***

При создании топографической базы данных использовались следующие источники информации:

листы карт на бумажной основе (масштаб 1:25000, 1:50000, 1:200000);

чертежи с поперечными профилями (масштаб 1:10000);

наборы картографических данных в виде файлов в формате mid/mif (MapInfo) и dxf (AutoCAD).

В процессе обработки данных были проведены следующие операции:

сканирование и векторизация с помощью планшета либо по растровой подложке базовой картографической информации на бумажных носителях;

импорт цифровой картографической информации в ГИС;

импорт внешних файлов в ГИС;

преобразование внешних данных в данные ГИС (векторные и растровые данные);

обработка данных с помощью ГИС: создание триангуляционной поверхности, преобразование в матрицу высот и др.

Одним из наиболее сложных вопросов явилась разработка методики регистрации полученных карт с целью размещения их в ГИС в соответствии с принятой координационной системой (регистрация, геореференцирование).

Разработанная методика позволяет корректно зарегистрировать карту независимо от координатной системы и единиц измерения (метрическая либо градусная шкалы). Разнородные карты с различными координатными системами (Гаусса - Крюгера в различных картографических зонах) и единицами измерения (метрическими или градусами) были успешно зарегистрированы с минимальными погрешностями. При этом был использован встроенный в ГИС аппарат координатных преобразований.

После того, как был создан массив векторных данных (в основном, точки и полилинии), он был преобразован в нерегулярную сеть ( TIN), а затем собственно в цифровую модель рельефа (матрицу высот, GRID).

В результате была получена единая цифровая модель рельефа (ЦМР) для трех водохранилищ: Рыбинского, Горьковского и Чебоксарского. Общая протяженность обработанного участка (по судовому ходу) составляет 1100 км. На рис. 1 показана полученная ЦМР, на рис. 2 — изображение контрольного участка, построенное по трехмерной модели. Следует отметить, что изображение, полученное средствами трехмерной компьютерной графики, обладает большой наглядностью и информационной емкостью.

Для отображения территорий затопления на рисунках была использована так называемая «разностная модель». Ее смысл заключается в расчете с помощью ГИС разности между отметками уровней воды и поверхности земли, цветовому кодированию полученных значений по назначаемым диапазонам и отображении на экране монитора либо бумажном носителе (рис. 3).

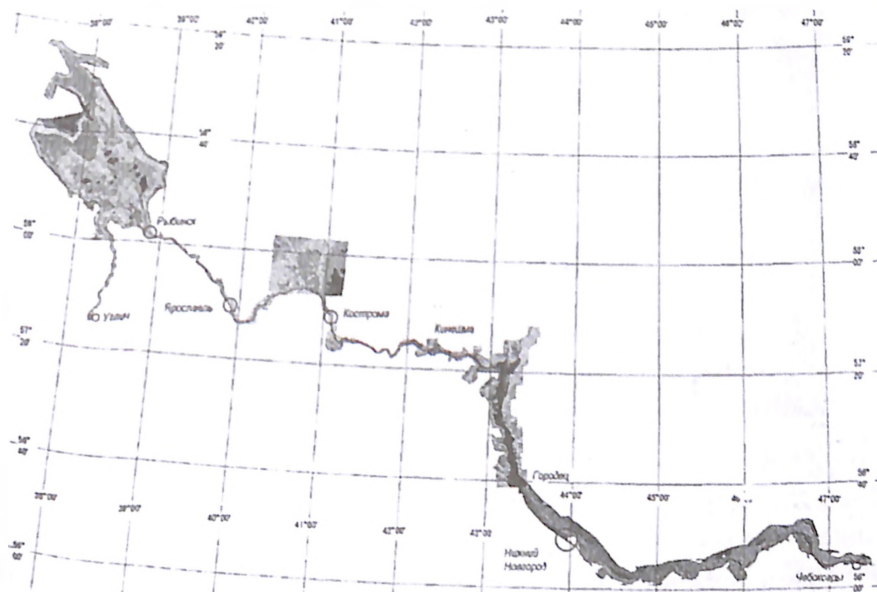


Рис. 1. Единая цифровая модель рельефа Рыбинского, Горьковского и Чебоксарского водохранилищ.

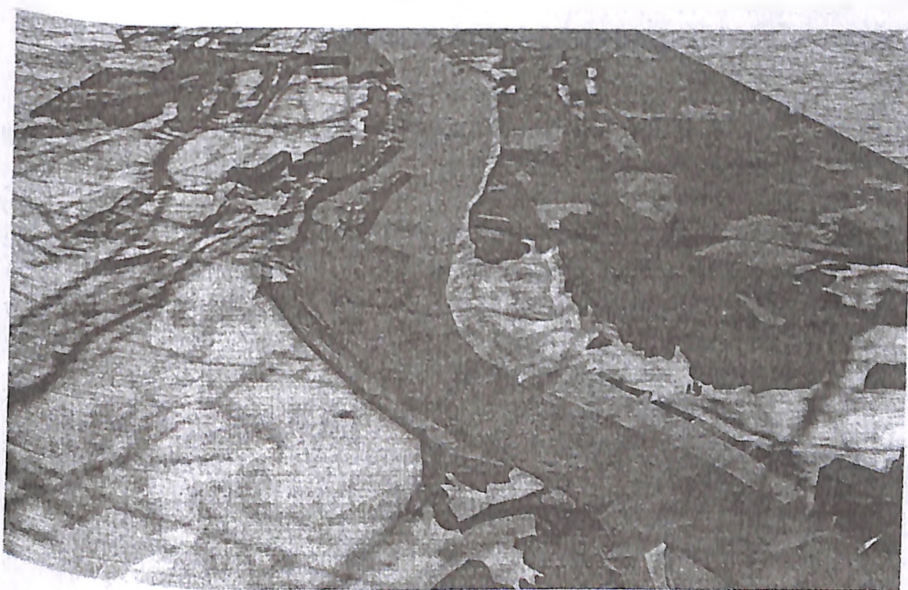


Рис. 2. Трехмерное изображение контрольного участка р. Волги (Горьковское водохранилище, район с. Некрасовское).



Рис. 3. Увеличенный фрагмент ЦМР, пример использования для определения территории затопления.

### *Гидрологическая база данных*

При создании гидрологической базы данных была собрана информация по трем водохранилищам: Рыбинскому, Горьковскому, Чебоксарскому. База данных содержит следующую информацию: основные параметры и характеристики водохранилища и гидроузла; сведения по гидрографии и морфологии; уровенный режим и расходы воды.

### *Гидравлическое моделирование речного потока с помощью программ CASCADE и HEC - RAS*

Система CASCADE является инструментом для моделирования речного стока. В системе реализована модель, учитывающая движение воды в русле, областях затопления и водохранилищах. Пользователь системы схематически описывает модель, при этом топологический анализ схемы и выбор последовательности расчетов производится автоматически. Программа осуществляет проверку корректности входных данных, обеспечивающую возможность быстрой и эффективной модификации модели в случае необходимости.

Система моделирования CASCADE предназначена для изучения явлений, происходящих в естественных и искусственных руслах. Её возможности позволяют прогнозировать изменение характеристик потока и площадей затопления при различных изменениях в моделируемой системе. Типичными задачами моделирования являются:

- проектирование систем каналов;
- прогноз результатов естественных или искусственных изменений в системах рек или каналов;

контроль паводков, проектирование защитных сооружений;  
выбор режима работы водохранилищ;  
прогноз условий навигации.

Программа CASCADE позволяет производить расчеты потока для двух режимов движения: установившегося (steady) и неустановившегося (unsteady). Основной задачей расчетов в установившемся режиме является определение уровней воды и скоростей в створах при известных значениях расходов. Также может решаться обратная задача.

Для исследуемого участка р. Волги (Горьковское водохранилище) была подготовлена тестовая модель и проведены расчеты кривых свободной поверхности для известных расходов.

### *Предлагаемый программный комплекс HEC-RAS*

Программный комплекс HEC - RAS (Hydrologic Engineering Center River Analysis System), предназначенный для моделирования одномерного речного потока в установившемся и неустановившемся режимах течения, может применяться к рекам и искусственным каналам. Продукт разработан отделом инженеров министерства обороны США. Последняя на сегодняшний день версия 3.0.1 вышла в марте 2001 года. Разработка продукта финансировалась правительством США в рамках федеральной программы. Исполняемые модули программы и документация к ним являются «продуктом общественного пользования» (Public Domain Software) и могут быть бесплатно получены с интернет-сайта разработчиков, находящегося по адресу <http://www.hec.usace.army.mil/>

Система представляет собой интегрированную среду из нескольких программ, имеющих графический интерфейс и работающих в интерактивном режиме. При разработке интерфейса особое внимание было уделено удобству использования и обеспечению высокой эффективности работы.

На рис. 5.1 показан общий вид графического интерфейса системы моделирования.

Подготовив модель и проверив корректность введенных данных, пользователь может приступить к гидравлическим расчетам. Результаты проведенных в HEC-RAS расчетов сохраняются в двоичные файлы. В программе имеется набор инструментов для просмотра полученных данных.

### *Табличная форма представления результатов моделирования*

В том случае, когда для последующего анализа необходимы точные числовые значения, пользователь может получить результаты расчетов в виде таблиц. Таблицы могут быть сформированы из зна-



Рис. 3. Увеличенный фрагмент ЦМР, пример использования для определения территории затопления.

### *Гидрологическая база данных*

При создании гидрологической базы данных была собрана информация по трем водохранилищам: Рыбинскому, Горьковскому, Чебоксарскому. База данных содержит следующую информацию:

- основные параметры и характеристики водохранилища и гидроузла;
- сведения по гидрографии и морфологии;
- уровневый режим и расходы воды.

### *Гидравлическое моделирование речного потока с помощью программ CASCADE и HEC - RAS*

Система CASCADE является инструментом для моделирования речного стока. В системе реализована модель, учитывающая движение воды в русле, областях затопления и водохранилищах. Пользователь системы схематически описывает модель, при этом топологический анализ схемы и выбор последовательности расчетов производятся автоматически. Программа осуществляет проверку корректности входных данных, обеспечивающую возможность быстрой и эффективной модификации модели в случае необходимости.

Система моделирования CASCADE предназначена для изучения явлений, происходящих в естественных и искусственных руслах. Её возможности позволяют прогнозировать изменение характеристик потока и площадей затопления при различных изменениях в моделируемой системе. Типичными задачами моделирования являются:

- проектирование систем каналов;
- прогноз результатов естественных или искусственных изменений в системах рек или каналов;

контроль паводков, проектирование защитных сооружений;  
выбор режима работы водохранилищ;  
прогноз условий навигации.

Программа CASCADE позволяет производить расчеты потока для двух режимов движения: установившегося (steady) и неустановившегося (unsteady). Основной задачей расчётов в установившемся режиме является определение уровней воды и скоростей в створах при известных значениях расходов. Также может решаться обратная задача.

Для исследуемого участка р. Волги (Горьковское водохранилище) была подготовлена тестовая модель и проведены расчеты кривых свободной поверхности для известных расходов.

### *Предлагаемый программный комплекс HEC-RAS*

Программный комплекс HEC - RAS (Hydrologic Engineering Center River Analysis System), предназначенный для моделирования одномерного речного потока в установившемся и неустановившемся режимах течения, может применяться к рекам и искусственным каналам. Продукт разработан отделом инженеров министерства обороны США. Последняя на сегодняшний день версия 3.0.1 вышла в марте 2001 года. Разработка продукта финансировалась правительством США в рамках федеральной программы. Исполняемые модули программы и документация к ним являются «продуктом общественного пользования» (Public Domain Software) и могут быть бесплатно получены с интернет-сайта разработчиков, находящегося по адресу <http://www.hec.usace.army.mil/>

Система представляет собой интегрированную среду из нескольких программ, имеющих графический интерфейс и работающих в интерактивном режиме. При разработке интерфейса особое внимание было уделено удобству использования и обеспечению высокой эффективности работы.

На рис. 5.1 показан общий вид графического интерфейса системы моделирования.

Подготовив модель и проверив корректность введенных данных, пользователь может приступить к гидравлическим расчетам. Результаты проведенных в HES-RAS расчетов сохраняются в двоичные файлы. В программе имеется набор инструментов для просмотра полученных данных.

#### *Табличная форма представления результатов моделирования*

В том случае, когда для последующего анализа необходимы точные числовые значения, пользователь может получить результаты расчетов в виде таблиц. Таблицы могут быть сформированы из зна-



Рис. 3. Укрупненный фрагмент ЦМР, пример использования для определения территории затопления.

### *Гидрологическая база данных*

При создании гидрологической базы данных была собрана информация по трем водохранилищам: Рыбинскому, Горьковскому, Чебоксарскому. База данных содержит следующую информацию: основные параметры и характеристики водохранилища и гидроузла; сведения по гидрографии и морфологии; уровенный режим и расходы воды.

### *Гидравлическое моделирование речного потока с помощью программ CASCADE и HEC - RAS*

Система CASCADE является инструментом для моделирования речного стока. В системе реализована модель, учитывающая движение воды в русле, областях затопления и водохранилищах. Пользователь системы схематически описывает модель, при этом топологический анализ схемы и выбор последовательности расчетов производится автоматически. Программа осуществляет проверку корректности входных данных, обеспечивающую возможность быстрой и эффективной модификации модели в случае необходимости.

Система моделирования CASCADE предназначена для изучения явлений, происходящих в естественных и искусственных руслах. Её возможности позволяют прогнозировать изменение характеристик потока и площадей затопления при различных изменениях в моделируемой системе. Типичными задачами моделирования являются:

- проектирование систем каналов;
- прогноз результатов естественных или искусственных изменений в системах рек или каналов;



контроль паводков, проектирование защитных сооружений;  
выбор режима работы водохранилищ;  
прогноз условий навигации.

Программа CASCADE позволяет производить расчеты потока для двух режимов движения: установившегося (steady) и неустановившегося (unsteady). Основной задачей расчётов в установившемся режиме является определение уровней воды и скоростей в створах при известных значениях расходов. Также может решаться обратная задача.

Для исследуемого участка р. Волги (Горьковское водохранилище) была подготовлена тестовая модель и проведены расчеты кривых свободной поверхности для известных расходов.

### *Предлагаемый программный комплекс HEC-RAS*

Программный комплекс HEC - RAS (Hydrologic Engineering Center River Analysis System), предназначенный для моделирования одномерного речного потока в установившемся и неустановившемся режимах течения, может применяться к рекам и искусственным каналам. Продукт разработан отделом инженеров министерства обороны США. Последняя на сегодняшний день версия 3.0.1 вышла в марте 2001 года. Разработка продукта финансировалась правительством США в рамках федеральной программы. Исполняемые модули программы и документация к ним являются «продуктом общественного пользования» (Public Domain Software) и могут быть бесплатно получены с интернет-сайта разработчиков, находящегося по адресу <http://www.hec.usace.army.mil/>

Система представляет собой интегрированную среду из нескольких программ, имеющих графический интерфейс и работающих в интерактивном режиме. При разработке интерфейса особое внимание было уделено удобству использования и обеспечению высокой эффективности работы.

На рис. 5.1 показан общий вид графического интерфейса системы моделирования.

Подготовив модель и проверив корректность введенных данных, пользователь может приступить к гидравлическим расчетам. Результаты проведенных в HEC-RAS расчетов сохраняются в двоичные файлы. В программе имеется набор инструментов для просмотра полученных данных.

#### *Табличная форма представления результатов моделирования*

В том случае, когда для последующего анализа необходимы точные числовые значения, пользователь может получить результаты расчетов в виде таблиц. Таблицы могут быть сформированы из зна-



Рис. 3. Укрупненный фрагмент ЦМР, пример использования для определения территории затопления.

### Гидрологическая база данных

При создании гидрологической базы данных была собрана информация по трем водохранилищам: Рыбинскому, Горьковскому, Чебоксарскому. База данных содержит следующую информацию: основные параметры и характеристики водохранилища и гидроузла; сведения по гидрографии и морфологии; уровенный режим и расходы воды.

### Гидравлическое моделирование речного потока с помощью программ CASCADE и HEC - RAS

Система CASCADE является инструментом для моделирования речного стока. В системе реализована модель, учитывающая движение воды в русле, областях затопления и водохранилищах. Пользователь системы схематически описывает модель, при этом топологический анализ схемы и выбор последовательности расчетов производится автоматически. Программа осуществляет проверку корректности входных данных, обеспечивающую возможность быстрой и эффективной модификации модели в случае необходимости.

Система моделирования CASCADE предназначена для изучения явлений, происходящих в естественных и искусственных руслах. Её возможности позволяют прогнозировать изменение характеристик потока и площадей затопления при различных изменениях в моделируемой системе. Типичными задачами моделирования являются: проектирование систем каналов; прогноз результатов естественных или искусственных изменений в системах рек или каналов;

контроль паводков, проектирование защитных сооружений;  
выбор режима работы водохранилищ;  
прогноз условий навигации.

Программа CASCADE позволяет производить расчеты потока для двух режимов движения: установившегося (steady) и неустановившегося (unsteady). Основной задачей расчётов в установившемся режиме является определение уровней воды и скоростей в створах при известных значениях расходов. Также может решаться обратная задача.

Для исследуемого участка р. Волги (Горьковское водохранилище) была подготовлена тестовая модель и проведены расчеты кривых свободной поверхности для известных расходов.

### *Предлагаемый программный комплекс HEC-RAS*

Программный комплекс HEC - RAS (Hydrologic Engineering Center River Analysis System), предназначенный для моделирования одномерного речного потока в установившемся и неустановившемся режимах течения, может применяться к рекам и искусственным каналам. Продукт разработан отделом инженеров министерства обороны США. Последняя на сегодняшний день версия 3.0.1 вышла в марте 2001 года. Разработка продукта финансировалась правительством США в рамках федеральной программы. Исполняемые модули программы и документация к ним являются «продуктом общественного пользования» (Public Domain Software) и могут быть бесплатно получены с интернет-сайта разработчиков, находящегося по адресу <http://www.hec.usace.army.mil/>

Система представляет собой интегрированную среду из нескольких программ, имеющих графический интерфейс и работающих в интерактивном режиме. При разработке интерфейса особое внимание было уделено удобству использования и обеспечению высокой эффективности работы.

На рис. 5.1 показан общий вид графического интерфейса системы моделирования.

Подготовив модель и проверив корректность введенных данных, пользователь может приступить к гидравлическим расчетам. Результаты проведенных в HEC-RAS расчетов сохраняются в двоичные файлы. В программе имеется набор инструментов для просмотра полученных данных.

#### *Табличная форма представления результатов моделирования*

В том случае, когда для последующего анализа необходимы точные числовые значения, пользователь может получить результаты расчетов в виде таблиц. Таблицы могут быть сформированы из зна-

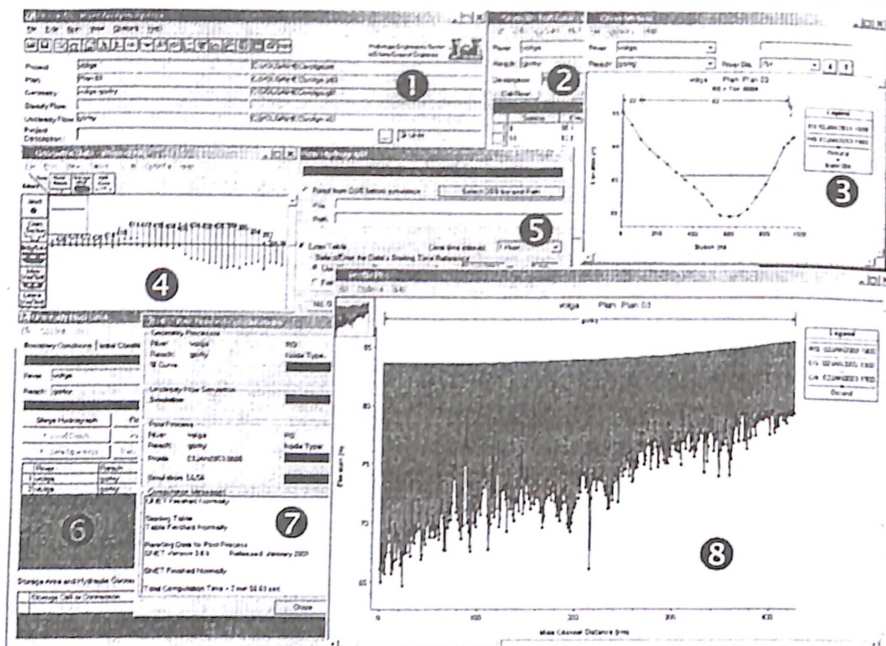


Рис. 5. 1. Интерфейс системы моделирования: 1 — окно проекта (главное окно программы); 2 — редактор поперечных сечений; 3 — графический просмотр поперечных сечений; 4 — редактор топологии речной сети; 5 — редактор гидрографа (для задания граничных условий); 6 — редактор граничных условий; 7 — редактор параметров для расчетов в неустановившемся режиме течения; 8 — одно из средств отображения результатов расчетов (окно просмотра продольных сечений).

чений любых переменных. Если предполагается дальнейшая обработка результатов в табличной форме, то данные можно экспортировать в текстовый файл или занести в буфер обмена.

**Средства графического отображения: графики, анимация, трехмерная модель**

Программный комплекс HEC-RAS содержит развитую систему средств графического отображения. В виде двумерных графиков может быть представлен стандартный набор кривых:

- уровни;
- расходы;
- площадь живого сечения;
- ширина, уклон и площадь поверхности потока;
- значение шероховатости;
- число Фруда;

глубина;  
уклон поверхности;  
объем;  
энергия потока.

На рис. 5.2 и 5.3 показаны графики, полученные в результате тестовых расчетов на Горьковском водохранилище.

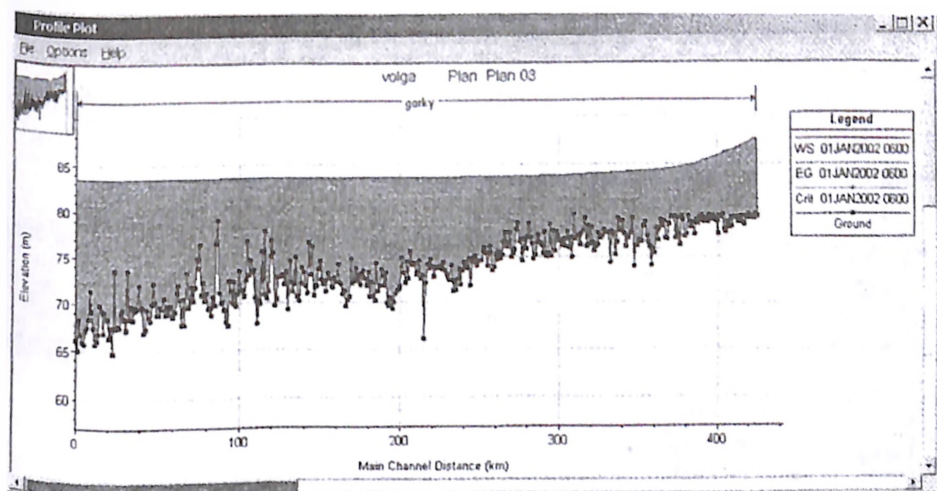


Рис. 5.2. Кривая свободной поверхности потока, полученная в результате тестовых расчетов (начальный створ находится справа).

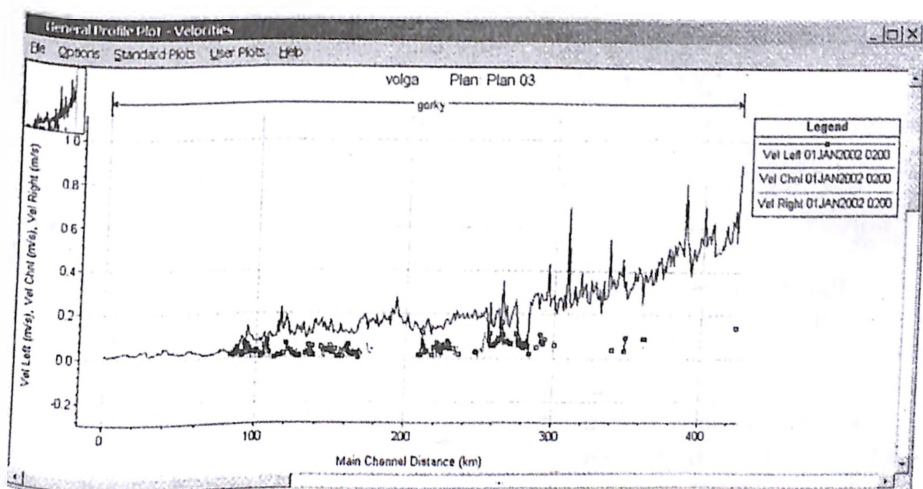


Рис. 5.3. Кривая скоростей для того же участка.

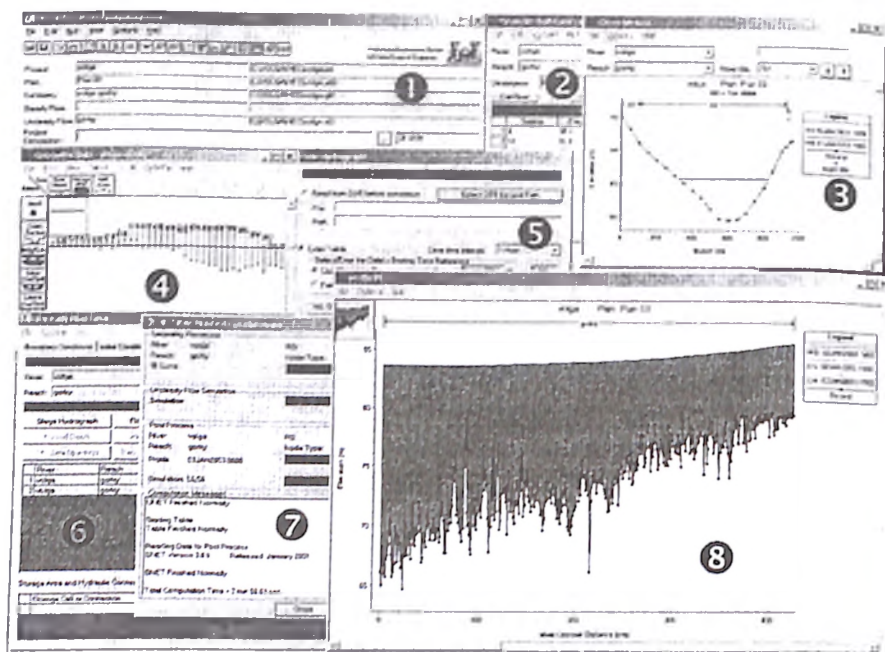


Рис. 5. 1. Интерфейс системы моделирования: 1 — окно проекта (главное окно программы); 2 — редактор поперечных сечений; 3 — графический просмотр поперечных сечений; 4 — редактор топологии речной сети; 5 — редактор гидрографа (для задания граничных условий); 6 — редактор граничных условий; 7 — редактор параметров для расчетов в неустановившемся режиме течения; 8 — одно из средств отображения результатов расчетов (окно просмотра продольных сечений).

чений любых переменных. Если предполагается дальнейшая обработка результатов в табличной форме, то данные можно экспортировать в текстовый файл или занести в буфер обмена.

**Средства графического отображения: графики, анимация, трехмерная модель**

Программный комплекс HEC-RAS содержит развитую систему средств графического отображения. В виде двумерных графиков может быть представлен стандартный набор кривых:

- уровни;
- расходы;
- площадь живого сечения;
- ширина, уклон и площадь поверхности потока;
- значение шероховатости;
- число Фруда;

глубина;  
уклон поверхности;  
объем;  
энергия потока.

На рис. 5.2 и 5.3 показаны графики, полученные в результате тестовых расчетов на Горьковском водохранилище.

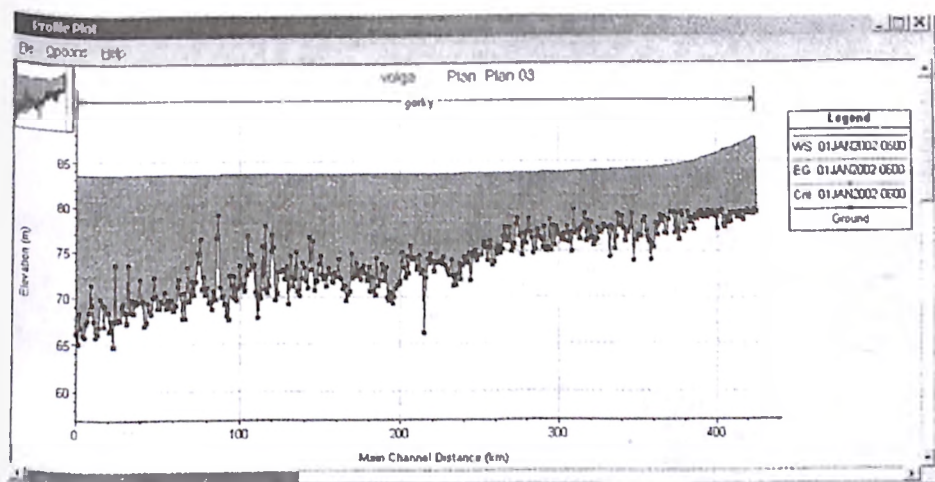


Рис. 5.2. Кривая свободной поверхности потока, полученная в результате тестовых расчетов (начальный створ находится справа).

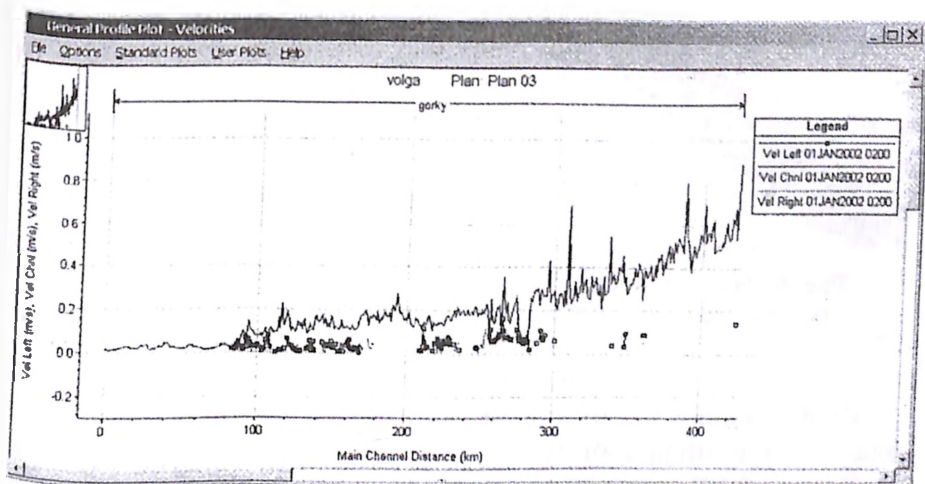


Рис. 5.3. Кривая скоростей для того же участка.

В случае, когда расчеты производятся для нестационарного режима течения, их результаты могут быть представлены в виде последовательности сменяющих друг друга графиков (анимация). Пользователь имеет возможность настраивать скорость смены кадров, останавливать и продолжать с места останова просмотр.

Особый интерес представляет встроенная функция трехмерной визуализации. Она позволяет создавать изометрическое изображение моделируемого участка. Функция может быть полезна как на этапе отладки геометрии модели (визуальный контроль позволяет быстро выявить некоторые типы ошибок), так и при отображении конечных результатов расчетов. На рис. 6 приведены два кадра, полученные с помощью этого средства визуализации.

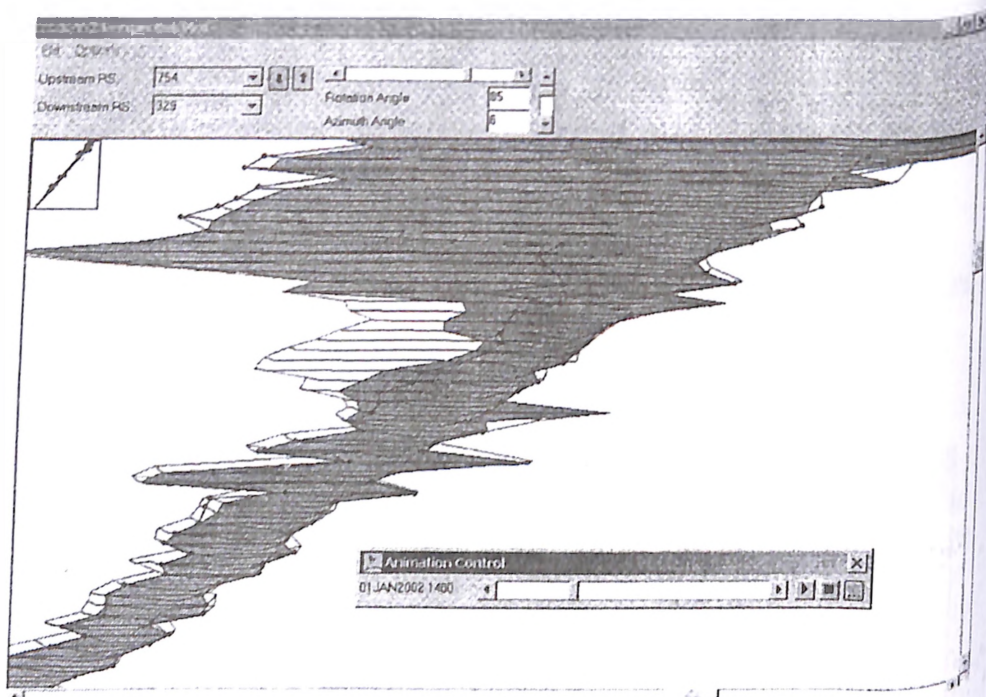


Рис. 6. Изометрическое изображение моделируемого участка, полученное средствами визуализации программы HEC-RAS.

### **Основные результаты и выводы**

Разработана технология применения ГИС Arc/INFO и Arc View для создания цифровой модели рельефа.

Разработаны методы координатного позиционирования (регистрации, ректификации, геореференцирования) картографического материала в формате графических файлов (растровых изображений).



Впервые в практике подобных исследований создана на основе карт М 1:25000 цифровая модель рельефа крупномасштабного природно-техногенного объекта, каким является каскад водохранилищ.

Создание электронной топографической основы рассматриваемого участка Волги позволит существенно повысить качество и оперативность обработки информационного потока, касающегося функционирования системы.

Выполнены работы, связанные с увязкой форматов данных, используемых в различных компонентах (модулях) комплекса.

Разработана методика, позволяющая формировать массив исходных данных для выполнения гидравлических расчетов в таких программах, как «CASCADE» и «HEC-RAS»

Расчетный гидравлический блок программного комплекса реализован с достаточной для инженерных расчетов точностью в одно- и квазидвухмерной постановке задачи движения нестационарного потока.

Приведены тестовые расчеты на примере 425-километрового участка Волги. Высокая детальность исходных топографических данных позволила рассчитать положение зон затопления территории.

Формирование информационных массивов позволит решать, наряду с конкретными задачами управления водохранилищами каскада, и вопросы, связанные с предоставлением информационных услуг заинтересованным организациям.

Результаты работы нашли практическое применение в системе Министерства природных ресурсов РФ.

В рамках продолжения проекта планируется создать крупномасштабную ЦМР, охватывающую Куйбышевское, Саратовское и Волгоградское водохранилища, а также Камский каскад.

В случае, когда расчеты производятся для нестационарного режима течения, их результаты могут быть представлены в виде последовательности сменяющих друг друга графиков (анимация). Пользователь имеет возможность настраивать скорость смены кадров, останавливать и продолжать с места останова просмотр.

Особый интерес представляет встроенная функция трехмерной визуализации. Она позволяет создавать изометрическое изображение моделируемого участка. Функция может быть полезна как на этапе отладки геометрии модели (визуальный контроль позволяет быстро выявить некоторые типы ошибок), так и при отображении конечных результатов расчетов. На рис. 6 приведены два кадра, полученные с помощью этого средства визуализации.

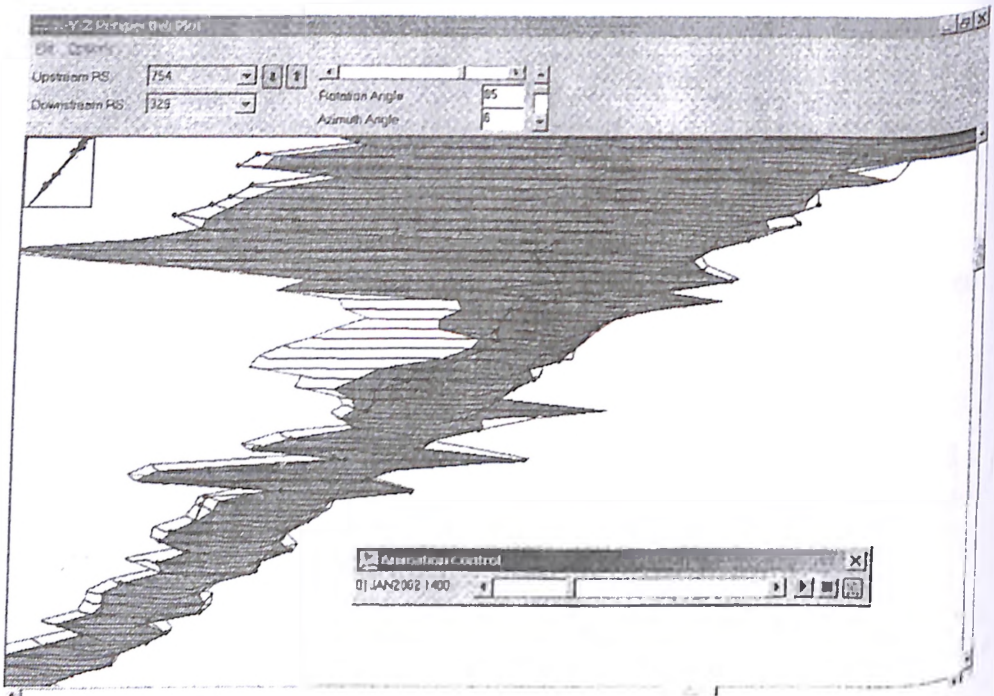


Рис. 6. Изометрическое изображение моделируемого участка, полученное средствами визуализации программы HEC-RAS.

### Основные результаты и выводы

Разработана технология применения ГИС Arc/INFO и Arc View для создания цифровой модели рельефа.

Разработаны методы координатного позиционирования (регистрации, ректификации, геореференцирования) картографического материала в формате графических файлов (растровых изображений).

Впервые в практике подобных исследований создана на основе карт М 1:25000 цифровая модель рельефа крупномасштабного природно-техногенного объекта, каким является каскад водохранилищ.

Создание электронной топографической основы рассматриваемого участка Волги позволит существенно повысить качество и оперативность обработки информационного потока, касающегося функционирования системы.

Выполнены работы, связанные с увязкой форматов данных, используемых в различных компонентах (модулях) комплекса.

Разработана методика, позволяющая формировать массив исходных данных для выполнения гидравлических расчетов в таких программах, как «CASCADE» и «HEC-RAS»

Расчетный гидравлический блок программного комплекса реализован с достаточной для инженерных расчетов точностью в одно- и квазидвухмерной постановке задачи движения нестационарного потока.

Приведены тестовые расчеты на примере 425-километрового участка Волги. Высокая детальность исходных топографических данных позволила рассчитать положение зон затопления территории.

Формирование информационных массивов позволит решать, наряду с конкретными задачами управления водохранилищами каскада, и вопросы, связанные с предоставлением информационных услуг заинтересованным организациям.

Результаты работы нашли практическое применение в системе Министерства природных ресурсов РФ.

В рамках продолжения проекта планируется создать крупномасштабную ЦМР, охватывающую Куйбышевское, Саратовское и Волгоградское водохранилища, а также Камский каскад.

## **ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ ПАРАМЕТРОВ ВОЛНЫ ИЗЛИВА И ОЦЕНКА ЗОН ЗАТОПЛЕНИЯ В СЛУЧАЕ ПОВРЕЖДЕНИЯ СООРУЖЕНИЙ САРАТОВСКОЙ ГЭС**

*Беликов В.В., кандидат физ.-мат. наук, Родионов В.Б., кандидат  
техн. наук, Третьюхина Е.С., инженер (ОАО «НИИЭС»),  
Кочетков В.В., инженер (ОА «МОСЭНЕРГО»)*

Настоящее исследование выполнено в ЦГИ ОАО «НИИЭС» в 2003 г. по заказу Дирекции Саратовской ГЭС [1]. Целью работы являлось определение зон затопления и оценка величины вероятного вреда при различных сценариях пропуска экстремальных половодий через Саратовский гидроузел с учетом возможных аварийных ситуаций. Для решения поставленной задачи была построена цифровая модель рельефа долины р. Волги на участке Саратовского и Волгоградского водохранилищ общей протяженностью более 830 км (в качестве базовой топографической основы использовались электронные карты М 1:200 000 для всего участка, на которые накладывались векторизованные лоцманские карты). Разработаны четыре компьютерных гидравлических модели: одномерная для участка р. Волги от Волжской ГЭС им. В.И. Ленина (г. Тольятти) до Волжской ГЭС (г. Волгоград) протяженностью 830 км (модель 1); одномерная для участка от Саратовской ГЭС до Волжской ГЭС (модель 4); двумерная для участка Волгоградского водохранилища от г. Балаково до г. Саратова протяженностью 170 км (модель 2); двумерная для участка от г. Сызрани до г. Саратова (модель 3) протяженностью около 300 км. Проведена калибровка моделей по натурным данным. Сценарии расчетов включали варианты совместного развития прорана в грунтовой части русловой плотины и работы самой плотины в различных режимах. Оказалось, что глубины затопления нижнего бьефа для подавляющего числа сценариев незначительно превосходят глубины при расчетном паводковом расходе. Такой вывод может быть типичным для низко- и средненапорных гидроузлов.

### ***Построение компьютерных гидравлических моделей Саратовского и Волгоградского водохранилищ***

#### ***Объект исследования***

Саратовский гидроузел расположен на р. Волге у г. Балаково (рис. 1). В его состав входят следующие сооружения:

здание ГЭС, размещенное на левобережной пойме длиной по напорному фронту 990 м, совмещенное с напорными водосбросны-

ми галереями и оборудованное 21 вертикальным и двумя горизонтальными гидроагрегатами общей мощностью 1360 тыс. кВт с технологическим гидроагрегатом рыбоподъемника;

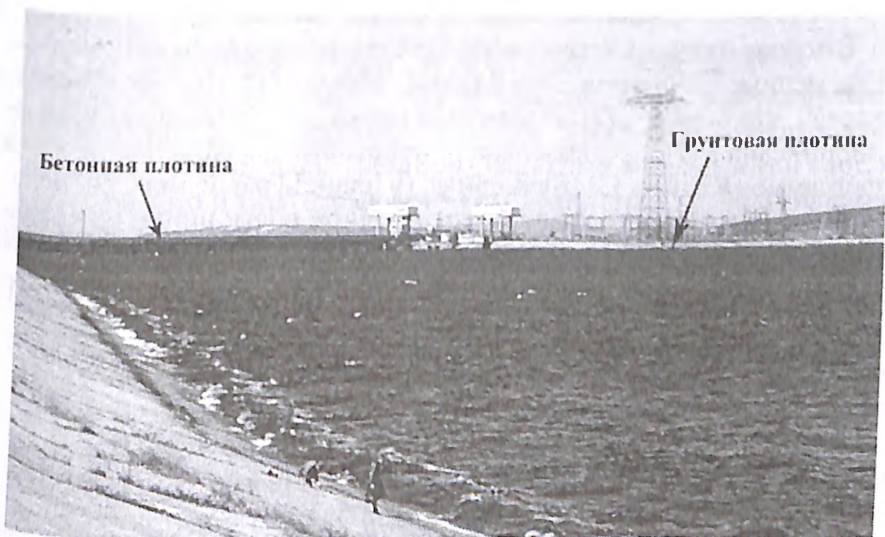
2 береговых сопрягающих устоя здания ГЭС длиной по фронту 146 м, также совмещенных с водобросными напорными галереями, используемые для монтажных площадок и размещения производственных помещений, в т.ч. вспомогательного оборудования;

рыбоходы на левом и правом сопрягающих устоях;

земляные русловые сооружения, перекрывающие русло Волги, состоящие из плотины протяжением по гребню 840 м и отдельного пирса длиной 420 м с площадками для открытых электрических распределительных устройств. Наибольшая высота плотины в русле около 40 м. По гребню ее размещены магистральная железная дорога и по берме со стороны нижнего бьефа - автодорога;

левобережная дамба длиной 6120 м, верховой откос которой принят с уклоном 1 : 3 и укреплен железобетонными плитами толщиной 0,15 – 0,40 м;

судоходный шлюз.



**Рис. 1.** Вид на сооружения Саратовского гидроузла со стороны верхнего бьефа.

Подпор от Саратовского гидроузла при нормальном подпорном уровне у плотины распространяется на 357 км до Куйбышевского гидроузла. Саратовское водохранилище находится в пределах Саратовской, Ульяновской и Самарской областей.

Основные характеристики водохранилища: НПУ = 28,0 м; ФПУ = 31,4 м; УМО = 27,0 м; площадь зеркала при НПУ составляет 1831 км<sup>2</sup>, при УМО — 1661 км<sup>2</sup>.

Расчетные паводочные расходы и соответствующие им уровни составляют при обеспеченности 1% — 57600 м<sup>3</sup>/с при НПУ = 28,0 м; при 0,1% — 69100 м<sup>3</sup>/с при ФПУ = 31,4 м.

*Исходные данные для выполнения работы:*

электронная топографическая карта рассматриваемого участка М1:200000;

лоцманские карты Саратовского и Волгоградского водохранилищ М1:50000;

кривая связи расходов и уровней воды в нижнем бьефе Саратовской ГЭС;

фактические расходы воды через Саратовский г/у и отметки водной поверхности на водомерных постах Вольск и Саратов в половодья 1979 и 1986 годов;

значения величин паводковых расходов различной обеспеченности и пропускная способность Саратовского г/у при НПУ и ФПУ.

*Математическая модель явления*

В основу математической модели течения положены одномерные и двумерные уравнения Сен-Венана. Вывод этих уравнений представлен, например, в [2]. Разностная схема для одномерных уравнений описана в [2] и реализована (с некоторыми модификациями) в программе «RIVER» [3]. Двумерные (в плане) уравнения Сен-Венана, называемые также уравнениями мелкой воды, широко используются в вычислительной гидравлике открытых потоков. В интегральной форме эти уравнения имеют вид [4]:

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

$$\int_{\Omega} \frac{\partial h}{\partial t} d\Omega + \oint_{\sigma} q_n d\sigma = 0, \quad a = 0,5\lambda |\vec{q}|/h^2, \quad \lambda = 2gn^2 h^{-3}. \quad (2)$$

Здесь  $\Omega$  — область интегрирования в плоскости декартовых координат  $x, y$ ;  $\sigma$  — ее граница;  $\vec{n}$  — вектор единичной внешней нормали к границе;  $t$  — время;  $\vec{q}$  — вектор удельных расходов воды;  $q_n$  — проекция  $\vec{q}$  на нормаль;  $\zeta, z$  — отметки свободной поверхности и дна соответственно;  $h = \zeta - z$  — глубина потока;  $\vec{v} = \vec{q}/h$  — вектор средней по глубине скорости потока;  $g$  — ускорение свободного падения;

$\lambda$  — коэффициент гидравлического трения;  $n$  — коэффициент шероховатости;  $\nabla$  — дифференциальный оператор Гамильтона.

В (1), (2) вектор удельного расхода  $\vec{q}(x, y, t)$  и уровень водной поверхности  $\zeta(x, y, t)$  — неизвестные величины, которые должны быть найдены в процессе решения конкретной задачи при заданных начальных значениях  $\vec{q}(x, y, 0)$ ,  $\zeta(x, y, 0)$  и граничных условиях.

Граничное условие на твердых границах — равенство нулю нормальной компоненты расхода ( $q_n = 0$ ). На жидких границах может быть задан либо удельный расход  $\vec{q}(t)$ , либо уровень  $\zeta(t)$  или определена связь между расходами и уровнями воды  $\vec{q}(\zeta)$ .

Дискретизация двумерных уравнений произведена на треугольных и гибридных треугольно-четырёхугольных сетках по двум различным алгоритмам: неявной схеме метода конечных объемов, описанной в [4] в виде программы, реализованной в [5], и явной схеме распада разрывов [6 – 8], реализованной в [9]. Примеры расчетов различных объектов по этим алгоритмам приведены в [2, 4, 6 – 13]. Истечение через проран в грунтовой плотине моделировалось по методике [13].

#### *Подготовка цифрового рельефа дна и берегов русла*

При построении компьютерной модели участка реки производилось формирование цифрового рельефа. Электронная топографическая карта совмещалась с векторизованными лоцманскими картами Саратовского и Волгоградского водохранилищ. Технология оцифровки лоцманских карт состояла из следующих операций:

сканирование последовательных перекрывающихся фрагментов растровых карт (A4, разрешение 300 dpi, 256 цветов);

сшивка фрагментов растровых карт по исходным листам в графическом редакторе (PHOTOSHOP): разворот фрагментов по рамке или по замерам углов между объектами (в зоне перекрытия); обрезание искажённых и затемнённых краёв; совмещение фрагментов между собой параллельным сдвигом с наложением в единый растр; отсечение незначущих краёв и деталей; цветокоррекция и контрастирование совмещённого растра; подбор листов векторных карт масштаба 1:200000 на район лоцманской карты;

максимально правдоподобное совмещение береговых границ и отдельных объектов на растре и векторной карте путём задания и смещения точек привязки в векторном редакторе;

создание пустой карты масштаба 1:50000 на район растра (при этом она привязывается к координатам карты 1:200000);

Основные характеристики водохранилища: НПУ = 28,0 м; ФПУ = 31,4 м; УМО = 27,0 м; площадь зеркала при НПУ составляет 1831 км<sup>2</sup>, при УМО — 1661 км<sup>2</sup>.

Расчетные паводочные расходы и соответствующие им уровни составляют при обеспеченности 1% — 57600 м<sup>3</sup>/с при НПУ = 28,0 м; при 0,1% — 69100 м<sup>3</sup>/с при ФПУ = 31,4 м.

*Исходные данные для выполнения работы:*

электронная топографическая карта рассматриваемого участка М1:200000;

лоцманские карты Саратовского и Волгоградского водохранилищ М1:50000;

кривая связи расходов и уровней воды в нижнем бьефе Саратовской ГЭС;

фактические расходы воды через Саратовский г/у и отметки водной поверхности на водомерных постах Вольск и Саратов в половодья 1979 и 1986 годов;

значения величин паводковых расходов различной обеспеченности и пропускная способность Саратовского г/у при НПУ и ФПУ.

*Математическая модель явления*

В основу математической модели течения положены одномерные и двумерные уравнения Сен-Венана. Вывод этих уравнений представлен, например, в [2]. Разностная схема для одномерных уравнений описана в [2] и реализована (с некоторыми модификациями) в программе «RIVER» [3]. Двумерные (в плане) уравнения Сен-Венана, называемые также уравнениями мелкой воды, широко используются в вычислительной гидравлике открытых потоков. В интегральной форме эти уравнения имеют вид [4]:

$$\int_{\Omega} \frac{\partial \bar{q}}{\partial t} d\Omega + \oint_{\sigma} \frac{1}{2} gh^2 \bar{n} d\sigma + \oint_{\sigma} q_n \bar{v} d\sigma = - \int_{\Omega} a \bar{q} d\Omega - \int_{\Omega} gh \nabla z d\Omega, \quad (1)$$

$$\int_{\Omega} \frac{\partial h}{\partial t} d\Omega + \oint_{\sigma} q_n d\sigma = 0, \quad a = 0,5\lambda |\bar{q}| h^{-2}, \quad \lambda = 2gn^2 h^{-3/2}. \quad (2)$$

Здесь  $\Omega$  — область интегрирования в плоскости декартовых координат  $x, y$ ;  $\sigma$  — ее граница;  $\bar{n}$  — вектор единичной внешней нормали к границе;  $t$  — время;  $\bar{q}$  — вектор удельных расходов воды;  $q_n$  — проекция  $\bar{q}$  на нормаль;  $\zeta, z$  — отметки свободной поверхности и дна соответственно;  $h = \zeta - z$  — глубина потока;  $\bar{v} = \bar{q}/h$  — вектор средней по глубине скорости потока;  $g$  — ускорение свободного падения;



$\lambda$  — коэффициент гидравлического трения;  $n$  — коэффициент шероховатости;  $\nabla$  — дифференциальный оператор Гамильтона.

В (1), (2) вектор удельного расхода  $\bar{q}(x, y, t)$  и уровень водной поверхности  $\zeta(x, y, t)$  — неизвестные величины, которые должны быть найдены в процессе решения конкретной задачи при заданных начальных значениях  $\bar{q}(x, y, 0)$ ,  $\zeta(x, y, 0)$  и граничных условиях.

Граничное условие на твердых границах — равенство нулю нормальной компоненты расхода ( $q_n = 0$ ). На жидких границах может быть задан либо удельный расход  $\bar{q}(t)$ , либо уровень  $\zeta(t)$  или определена связь между расходами и уровнями воды  $\bar{q}(\zeta)$ .

Дискретизация двумерных уравнений произведена на треугольных и гибридных треугольно-четырёхугольных сетках по двум различным алгоритмам: неявной схеме метода конечных объемов, описанной в [4] в виде программы, реализованной в [5], и явной схеме распада разрывов [6 – 8], реализованной в [9]. Примеры расчетов различных объектов по этим алгоритмам приведены в [2, 4, 6 – 13]. Истечение через проран в грунтовой плотине моделировалось по методике [13].

#### *Подготовка цифрового рельефа дна и берегов русла*

При построении компьютерной модели участка реки производилось формирование цифрового рельефа. Электронная топографическая карта совмещалась с векторизованными лоцманскими картами Саратовского и Волгоградского водохранилищ. Технология оцифровки лоцманских карт состояла из следующих операций:

сканирование последовательных перекрывающихся фрагментов растровых карт (A4, разрешение 300 dpi, 256 цветов);

сшивку фрагментов растровых карт по исходным листам в графическом редакторе (PHOTOSHOP): разворот фрагментов по рамке или по замерам углов между объектами (в зоне перекрытия); обрезание искажённых и затемнённых краёв; совмещение фрагментов между собой параллельным сдвигом с наложением в единый растр; отсечение незначущих краёв и деталей; цветокоррекция и контрастирование совмещённого растра; подбор листов векторных карт масштаба 1:200000 на район лоцманской карты;

максимально правдоподобное совмещение береговых границ и отдельных объектов на растре и векторной карте путём задания и смещения точек привязки в векторном редакторе;

создание пустой карты масштаба 1:50000 на район растра (при этом она привязывается к координатам карты 1:200000);

оцифровка растровых объектов в этой карте в среде векторного редактора: отметок глубин, изобат;

замена гидрографии в картах 1:200000 на вновь созданные гидрографические объекты;

удаление объектов карты, не попадающих в возможную зону затопления.

Затем формировался соответствующий единый файл рельефа в виде набора точек в декартовых координатах  $X, Y, Z$ . После этого отметки рельефа интерполировались на вертикали поперечников и в центры ячеек треугольной и гибридной расчетных сеток при помощи специальной программы по оригинальной методике [14, 15].

#### *Построение расчетных сеток*

*Модель 1 и модель 4* (одномерные). Для их построения по всей длине расчетного участка были с помощью специальной программы построены поперечники в количестве 127 штук (модель 1) и 86 штук (модель 4) длиной от 5 до 15 км на расстоянии от 3 до 10 км с шагом между вертикалями 50 м.

*Модель 2 и модель 3* (двумерные). Для их построения применялись треугольные (модель 2) и гибридные (модель 1) сетки нерегулярной структуры. Такие сетки хорошо адаптируются под плановые очертания расчетной области и особенности течения. Для их построения применялась специально разработанная двухшаговая методика. На первом шаге расчетная область разбивалась на несколько подобластей (зон), определяемых геометрической формой расчетной области, плановым положением основного русла, проток, островов и т.п. В каждой из этих зон при помощи модифицированной версии программы «TRIANA» [16] строилась базовая сетка нулевого приближения, максимально адаптированная к контуру соответствующей области. На втором шаге все зоны объединялись и производилось сглаживание сетки по специальному алгоритму минимизации гармонического функционала.

В итоге для модели 2 была построена сетка, содержащая около 26 тыс. ячеек с длинами сторон от 150 до 700 м; для модели 3 — сетка из 44 тыс. ячеек с длинами сторон от 70 до 700 м.

#### *Калибровка численных моделей*

Важным этапом при построении компьютерной гидравлической модели объекта является ее калибровка, т.е. настройка на данный объект путем подбора входящих в модель параметров таким образом, чтобы получить согласование с имеющимися натурными данными. В настоящей работе использовались имеющиеся гидрологические данные по расходам и уровням воды на водомерных постах

Вольск и Саратов в половодья 1979 и 1986 годов, а также кривая связи расходов и уровней в нижнем бьефе Саратовского гидроузла.

Анализ соответствующих данных показал, что в каждое из этих половодий существовал период времени, равный примерно 7 суткам, в течение которого расходы через гидроузел оставались практически постоянными, а уровни на водпостах изменялись незначительно. Это позволило провести калибровку при постоянных расходах воды 38000 м<sup>3</sup>/с и 27300 м<sup>3</sup>/с, значения которых задавались на входной границе расчетной области течения. На выходной границе расчетной области принимались абсолютные уровни воды в диапазоне 10 – 15 м. Расчет проводился по программам [3, 5].

Сопоставление измеренных и рассчитанных значений приведено в табл. 1. При этом коэффициенты шероховатости принимались: для одномерной модели  $n = 0,021$ ; для двумерной модели на пойме  $n = 0,05$ , в русле  $n = 0,025$ .

Таблица 1

Сопоставление измеренных и расчетных уровней воды

№	Дата	Месторасположение	Расчетный расход Q, м <sup>3</sup> /с	Уровень воды Z, м		
				По измерениям	По расчету	
					Модель 1	Модель 2
1	18–24 мая 1979г.	Н.Б. Саратовской ГЭС	38000	22,65	22,60	22,58
		В/п Вольск		21,66–21,70	21,70	21,53
		В/п Саратов		16,80–17,20	17,15	17,00
2	30 апреля – 8 мая 1986 г.	Н.Б. Саратовской ГЭС	27300	21,05	21,10	21,15
		В/п Вольск		20,01–20,20	19,80	20,02
		В/п Саратов		16,01–16,21	16,20	16,28

**Результаты расчетов пропуска наводковых расходов через Саратовский гидроузел**

Расчеты по модели 1 были проведены для расходов от 40000 м<sup>3</sup>/с до 70000 м<sup>3</sup>/с (рис.2). Систематические расчеты по модели 2 проводились в диапазоне расходов от 10000 м<sup>3</sup>/с до 61500 м<sup>3</sup>/с. В результате расчетов до установления параметров течения (продолжительность расчета 8 суток) получались отметки водной поверхности, глубины и скорости течения в каждой точке плана расчетной области (рис. 1 на цветной вкладке, табл. 2).

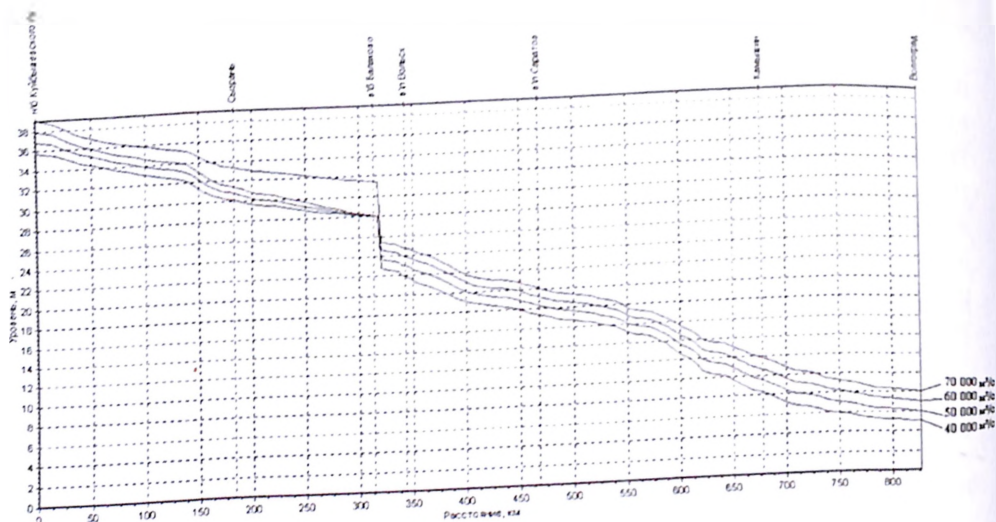


Рис. 2. Продольные профили водной поверхности в Саратовском и Волгоградском водохранилищах при постоянных расходах 40000, 50000, 60000, 70000 м<sup>3</sup>/с (без учета подпора Волгоградского гидроузла).

Таблица 2.

Отметки водной поверхности Волгоградского водохранилища

№ п/п	Контрольные точки и населенные пункты	Расход воды Q, м <sup>3</sup> /с				
		15000	24500	40000	50000	61500
1	Нижний бьеф Саратовской ГЭС	18,47	20,61	22,79	23,86	25,38
2	Девичьи Горки	18,27	20,37	22,58	23,63	25,16
3	Терса	18,00	20,02	22,23	23,27	24,85
4	Большевик	17,74	19,62	21,83	22,90	24,56
5	Вольск	17,68	16,52	21,73	22,79	24,45
6	Рыбное	17,43	19,09	21,20	22,28	23,87
7	Семеновский санаторий	17,08	18,63	20,60	21,59	23,15
8	Воскресенское	16,80	18,18	19,95	20,86	22,80
9	Маркс	16,79	17,65	19,17	19,52	21,19
10	Усовка	16,23	17,23	18,60	19,31	20,47
11	Усть-Курдюм	15,84	16,74	18,06	18,77	19,93
12	Саратов	15,48	16,08	17,09	17,34	18,74
13	Увек	15,35	15,81	16,67	17,17	18,06

Расчеты показали, что отклонения отметок нижнего бьефа Саратовского гидроузла от проектной кривой связи расходов и уровней не превышают  $\pm 15$  см, что подтверждает хорошую точность проектных материалов, правильный расчет сбросных расходов, хорошую точность математической модели.

В диапазоне расходов  $10000 \text{ м}^3/\text{с} - 35000 \text{ м}^3/\text{с}$  расчетная кривая лежит выше проектной на  $5 - 10$  см, а в диапазоне  $40000 \text{ м}^3/\text{с} - 50000 \text{ м}^3/\text{с}$  — ниже на  $10 - 15$  см. Это демонстрирует влияние больших пойменных участков, подвергающихся затоплению. Добиться почти идеального совпадения расчетов с нижней частью кривой можно, приняв  $n_{\text{русл}} = 0,24$ , но тогда несколько увеличится отклонение при  $40000 - 50000 \text{ м}^3/\text{с}$ .

Был проведен расчет паводковой волны при увеличении сбросного расхода с  $15000 \text{ м}^3/\text{с}$  до  $61500 \text{ м}^3/\text{с}$  за одни сутки. Такой сценарий пропуска половодья не приводит к возникновению зон сильных разрушений.

### *Расчет волн разлива и зон затопления при возможных аварийных ситуациях на Саратовской ГЭС*

#### *Сценарии расчетов*

I. На водосливах Саратовской ГЭС путем регулирования с помощью затворов поддерживают уровень НПУ (ФПУ); через трое суток после начала паводка развивается проран в русловой грунтовой плотине (суффозия, диверсия).

II. Через трое суток после начала паводка открываются все водосливы Саратовской ГЭС и работают на полную мощность, одновременно с этим начинается развитие прорана.

III. Все водосливы Саратовской ГЭС закрыты, начинается заполнение водохранилища, затем происходит перелив через гребень грунтовой плотины и развивается проран.

IV. Случай катастрофического паводка: в верхний бьеф Саратовского водохранилища поступает расход  $0,01\%$  обеспеченности, равный  $78300 \text{ м}^3/\text{с}$ , водосливы Саратовской ГЭС пропускают  $70000 \text{ м}^3/\text{с}$ , происходит наполнение и переполнение водохранилища и через сутки начинает развиваться проран.

V. На водосливах Саратовской ГЭС путем регулирования с помощью затворов поддерживают уровень НПУ (ФПУ), через трое суток после начала паводка происходит разрушение части напорного фронта бетонной плотины на длине  $150 \text{ м}$ .

VI. Меженные условия — расход  $1000 \text{ м}^3/\text{с}$ . Расчет ведем по сценариям I и V.

Для сценариев I, II, III и V были проведены расчеты на расходы 1% и 0,1% обеспеченности. Базовый закон развития прорана в русловой грунтовой плотине задавался следующий: за время 100 с образовывалась промоина до отметки 10 м и шириной 30 м, затем при неизменной отметке дна прорана за один час отверстие прорана увеличивалось до 300 м, а за два часа до 500 м.

На одномерной модели Волгоградского водохранилища (модель 4) были проведены расчеты на расход  $Q_{0,1\%} = 70000 \text{ м}^3/\text{с}$  по сценариям I – IV и на расход  $Q_{1\%} = 57600 \text{ м}^3/\text{с}$  по сценарию III.

#### Результаты расчетов

В результате расчетов на модели 3 были оценены расходы через створ Саратовской ГЭС и проран для всех сценариев. На рис. 3, 4 представлены графики изменения суммарных расходов через плотину и проран во времени для двух сценариев развития событий, один из которых наихудший. По графикам видно, что через трое суток после начала паводка расход, пропускаемый через плотину, не достигает значений поступающего в верховья водохранилища паводочного расхода (разница составляет  $1200 \sim 2600 \text{ м}^3/\text{с}$ ). Это связано с тем, что при заданном уровне верхнего бьефа для достижения заданного значения расхода просто недостаточно времени. После начала образования прорана расход быстро (за 1 – 2 часа) достигает максимальных значений, а затем за 1 – 2 суток возвращается к исходным значениям.

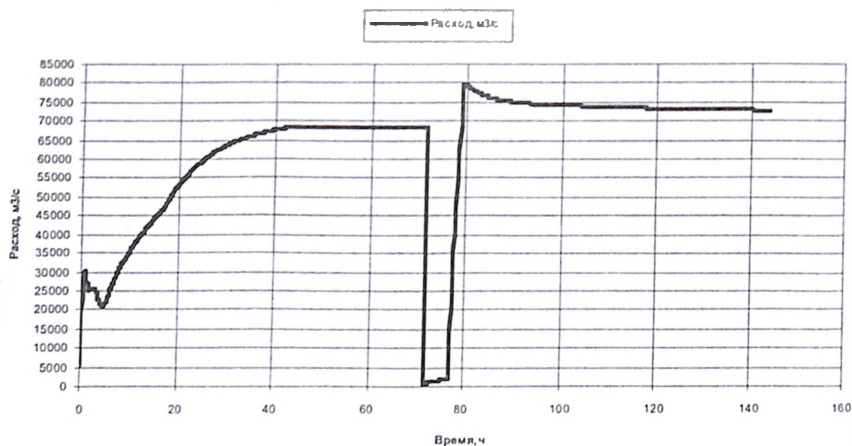


Рис. 3. График изменения суммарных расходов излива через проран и плотину во времени для сценария III (расход  $70000 \text{ м}^3/\text{с}$ ).

На рис. 2 на цветной вкладке представлены фрагменты поля скоростей в районе плотины для случаев аварии по сценариям III и V. Скорости течения в проране достигают 11 м/с, развитые водоворотные зоны достигают в длину двух километров.

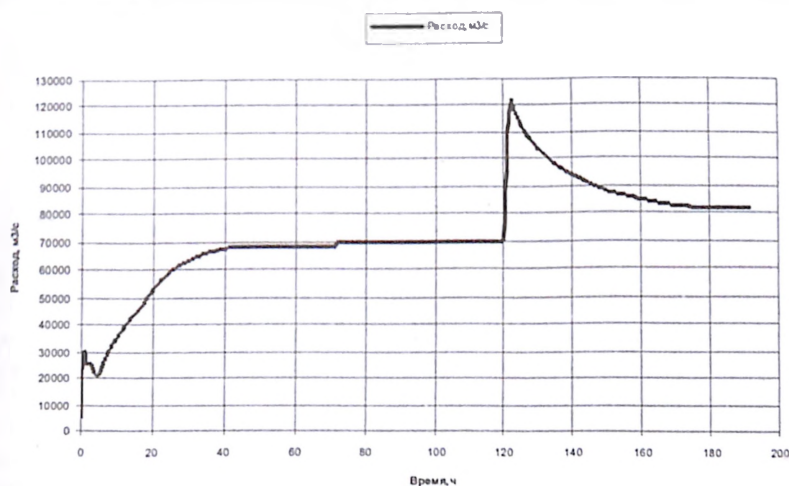


Рис. 4. График изменения суммарных расходов излива через проран и плотину во времени для сценария IV

Расчеты для меженных условий показали, что никакие аварийные сценарии (включая мгновенное разрушение части бетонной плотины) не приводят к затоплениям, превышающим естественные затопления при однопроцентном нормируемом паводке.

Большинство расчетов для паводковых условий дает некоторое превышение расходов излива над расходами заданной обеспеченности, однако максимальные превышения уровней водной поверхности над естественными (бытовыми) невелики (не более 0,5 м). Наихудшим из всех сценариев является сценарий катастрофического паводка обеспеченностью 0,01%, когда гидроузел не может пропустить весь подходящий сверху расход, происходит переполнение водохранилища, перелив через гребень земляной плотины и ее разрушение. В этом случае превышение уровней в нижнем бьефе над уровнями 0,1% обеспеченности достигает 1,5 м – 2 м (рис. 5).

В расчетах было установлено, что при расходах редкой повторяемости уровень верхнего бьефа (УВБ) Волгоградского гидроузла заметно влияет на уровни воды в районе г. Саратова. Так, например, при УВБ=15 м подпор у Саратова может достигать 0,7 – 0,9 м по сравнению с естественными условиями. Влияние УВБ Волгоградского гидроузла становится незначительным при отметках меньше 10 м.

#### Выводы

1. Построена цифровая модель рельефа акватории Саратовского и Волгоградского водохранилищ общей протяженностью около 830 км с учетом пойменных участков, подвергающихся затоплению при высоких паводках.

Для сценариев I, II, III и V были проведены расчеты на расходы 1% и 0,1% обеспеченности. Базовый закон развития прорана в русловой грунтовой плотине задавался следующий: за время 100 с образовывалась промоина до отметки 10 м и шириной 30 м, затем при неизменной отметке дна прорана за один час отверстие прорана увеличивалось до 300 м, а за два часа до 500 м.

На одномерной модели Волгоградского водохранилища (модель 4) были проведены расчеты на расход  $Q_{0,1\%} = 70000 \text{ м}^3/\text{с}$  по сценариям I – IV и на расход  $Q_{1\%} = 57600 \text{ м}^3/\text{с}$  по сценарию III.

#### Результаты расчетов

В результате расчетов на модели 3 были оценены расходы через створ Саратовской ГЭС и проран для всех сценариев. На рис. 3, 4 представлены графики изменения суммарных расходов через плотину и проран во времени для двух сценариев развития событий, один из которых наихудший. По графикам видно, что через трое суток после начала паводка расход, пропускаемый через плотину, не достигает значений поступающего в верховья водохранилища паводочного расхода (разница составляет  $1200 \sim 2600 \text{ м}^3/\text{с}$ ). Это связано с тем, что при заданном уровне верхнего бьефа для достижения заданного значения расхода просто недостаточно времени. После начала образования прорана расход быстро (за 1 – 2 часа) достигает максимальных значений, а затем за 1 – 2 суток возвращается к исходным значениям.

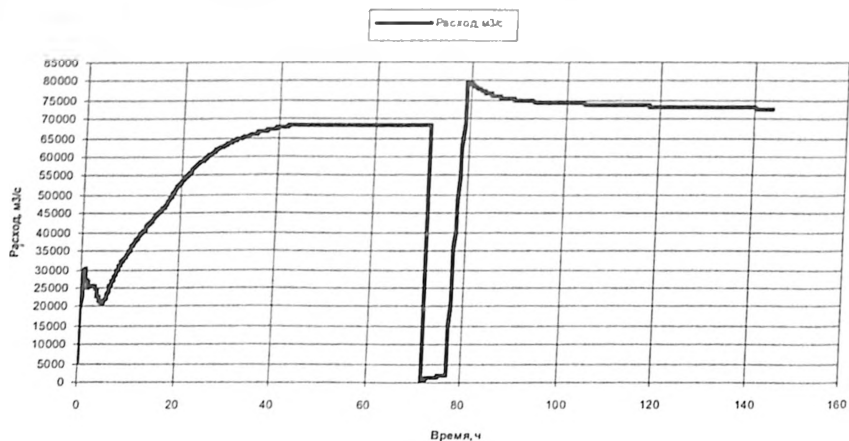


Рис. 3. График изменения суммарных расходов излива через проран и плотину во времени для сценария III (расход  $70000 \text{ м}^3/\text{с}$ ).

На рис. 2 на цветной вкладке представлены фрагменты поля скоростей в районе плотины для случаев аварии по сценариям III и V. Скорости течения в проране достигают 11 м/с, развитые водоворотные зоны достигают в длину двух километров.



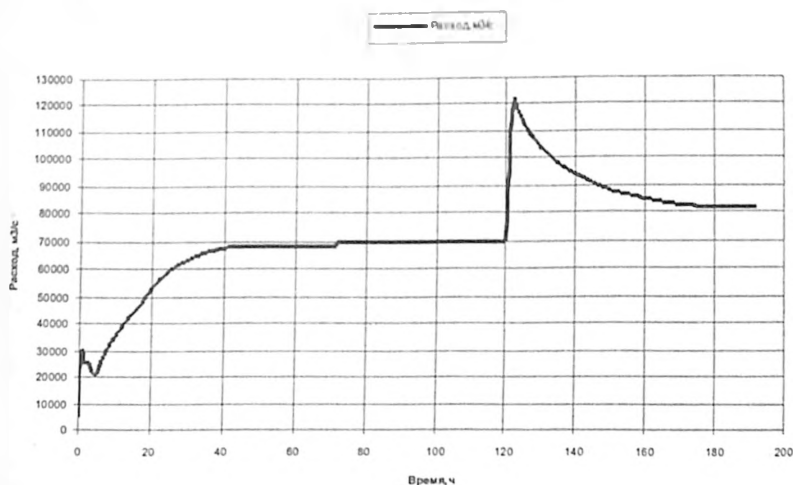


Рис. 4. График изменения суммарных расходов излива через проран и плотину во времени для сценария IV

Расчеты для межених условий показали, что никакие аварийные сценарии (включая мгновенное разрушение части бетонной плотины) не приводят к затоплениям, превышающим естественные затопления при однопроцентном нормируемом паводке.

Большинство расчетов для паводковых условий дает некоторое превышение расходов излива над расходами заданной обеспеченности, однако максимальные превышения уровней водной поверхности над естественными (бытовыми) невелики (не более 0,5 м). Наихудшим из всех сценариев является сценарий катастрофического паводка обеспеченностью 0,01%, когда гидроузел не может пропустить весь подходящий сверху расход, происходит переполнение водохранилища, перелив через гребень земляной плотины и ее разрушение. В этом случае превышение уровней в нижнем бьефе над уровнями 0,1% обеспеченности достигает 1,5 м – 2 м (рис. 5).

В расчетах было установлено, что при расходах редкой повторяемости уровень верхнего бьефа (УВБ) Волгоградского гидроузла заметно влияет на уровни воды в районе г. Саратова. Так, например, при УВБ=15 м подпор у Саратова может достигать 0,7 – 0,9 м по сравнению с естественными условиями. Влияние УВБ Волгоградского гидроузла становится незначительным при отметках меньше 10 м.

#### Выводы

1. Построена цифровая модель рельефа акватории Саратовского и Волгоградского водохранилищ общей протяженностью около 830 км с учетом пойменных участков, подвергающихся затоплению при высоких паводках.

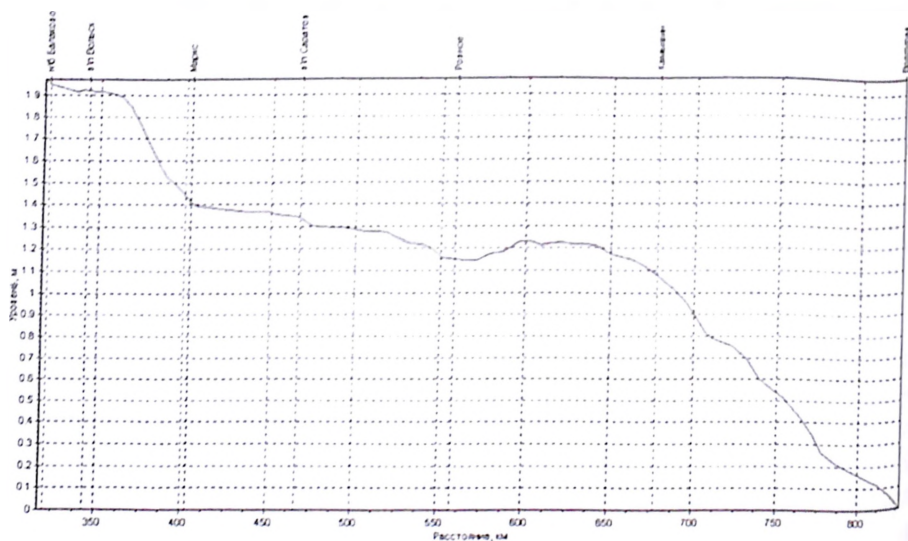


Рис. 5. Превышение уровней водной поверхности при аварии по сценарию IV над бытовыми в нижнем бьефе Саратовского гидроузла.

2. Построена компьютерная гидравлическая модель Саратовского и Волгоградского водохранилищ в одномерной схематизации, которая позволяет получать продольные профили водной поверхности и гидрографы расходов при различных сценариях пуска.

3. Построена компьютерная гидравлическая модель участка р. Волги от г. Сызрани до г. Саратова (протяженностью около 300 км) в двумерной схематизации, которая позволяет получать зоны и глубины затопления при различных (в том числе аварийных) сценариях пуска с учетом развития прорана в грунтовой и бетонной частях плотины.

4. Расчеты, проведенные по этим моделям для пиковых расходов паводков 1979 г. и 1986 г., дали удовлетворительные результаты, при этом расхождение в уровнях в различных створах не превышало 10 – 15 см.

5. Проведены расчеты уровней водной поверхности в водохранилищах в диапазоне расходов от 40000 м<sup>3</sup>/с до 70000 м<sup>3</sup>/с, что соответствует обеспеченности 10% – 0,1%.

6. Проведены расчеты и исследована динамика затопления пойменных территорий при увеличении расхода с 15000 м<sup>3</sup>/с до 61500 м<sup>3</sup>/с за сутки при отдельных участках поймы, попадающих в зону слабых и средних разрушений.

7. Разработаны сценарии и проведены расчеты экстремальных ситуаций на Саратовской ГЭС, связанных с повреждением напорного фронта гидроузла.

8. Разработанные компьютерные модели могут быть реализованы для проведения различных водохозяйственных расчетов, в т.ч. для оптимизации управления Каскадом Волжских ГЭС.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. **Гидравлические** расчеты параметров волны излива и укрупненная оценка ущерба в случае повреждения сооружений Саратовской ГЭС. НТО ОАО «НИИЭС». М.: 2003.
2. **Ляхтер В.М., Милитеев А.Н.** Гидравлические исследования численными методами. //Водные ресурсы. М. №3. 1981.
3. **Беликов В.В., Милитеев А.Н., Кочетков В.В.** Комплекс программ «RIVER» для расчета течений в системе русел. Российское агентство по патентным и товарным знакам. Свид. об официальной регистрации программы для ЭВМ. № 2002610938. М.: 2002.
4. **Беликов В.В., Зайцев А.А., Милитеев А.Н.** Численное моделирование кинематики потока на участке неразмываемого русла //»Водные ресурсы». Том 28. №6. 2001.
5. **Беликов В.В., Милитеев А.Н.** Комплекс программ для расчета речных течений «FLOOD». Российское агентство по патентным и товарным знакам. Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ. № 2002610941. М.: 2002.
6. **Беликов В.В., Семенов А.Ю.** Построение численных методов распада разрыва для решения уравнений теории мелкой воды. Вычислительная гидродинамика природных течений. //Тр. ИОФАН, М.: Наука.: Физматлит. Т.53. 1997.
7. **Беликов В.В., Семенов А.Ю.** Численный метод распада разрыва для решения уравнений теории мелкой воды. //Вычисл. Матем. и Матем. Физики 37. №8. 1997.
8. **Belikov V.V. and Semenov A.Yu.** A Godunov's Type Method Based on an Exact Solution to the Riemann Problem for shallow-water equations. //Proc.4 Eur. Comp. Fluid Dyn. Conf. (ECCOMAS'98), WILEY. New York: 1998.V.1. Part 1.
9. **Беликов В.В., Милитеев А.Н., Кочетков В.В.** Комплекс программ для расчета волн прорыва «Бор». Российское агентство по патентным и товарным знакам. Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ. № 2001610638. М.: 2001.
10. **Беликов В.В., Милитеев А.Н., Прудовский А.М., Родионов В.Б.** Оценка параметров прорывного паводка при составлении декларации безопасности ГТС.//Известия ВНИИГ им.Б.Е. Веденеева. Санкт-Петербург. т.240. 2002.
11. **Беликов В.В., Милитеев А.Н., Прудовский А.М., Родионов В.Б., Кочетков В.В.** Использование электронных топографических карт для оценки ущерба от катастрофических паводков. //»Безопасность энергетических сооружений», М.: ОАО «НИИЭС». Вып.11. 2003.
12. **Беликов В.В., Милитеев А.Н.** Компьютерное моделирование катастрофических паводков. //Тр. Межд. Симп. «Гидравлические и гидрологические аспекты надежности и безопасности гидротехнических сооружений». С.-Пб.: докл. на CD-ROM. 2002.

13. **Беликов В.В.** Моделирование динамики развития прорана при сквозном счете на гибридных сетках. //Гр. Межд. Симп. «Гидравлические и гидрологические аспекты надежности и безопасности гидротехнических сооружений». С.-Пб.: докл. на CD-ROM. 2002.
14. **Беликов В.В., Иванов В.Д., Конторович В.К. и др.** Несибсоновская интерполяция — новый метод интерполяции значений функции на произвольной системе точек. //Вычисл. Матем. и Матем. Физики 37. №1. 1997.
15. **Belikov V., Semenov A.** Non-Sibsonian interpolation on arbitrary system of points in Euclidean space and adaptive isolines generation. Appl. Numer. Math. 32. № 4. 2000.
16. **Беликов В.В.** Вычислительный комплекс «TRIANA» - генератор сеток треугольных конечных элементов в произвольных плоских областях. М.: ГосФАП СССР. П007705. 1984.

### **КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ КАТАСТРОФИЧЕСКОГО ЗАТОРНОГО НАВОДНЕНИЯ В РАЙОНЕ г. ЛЕНСКА**

*Беликов В.В., кандидат физ.-мат. наук, Третьюхина Е.С., инженер (ОАО «НИИЭС»), Кочетков В.В., инженер (ОАО «МОСЭНЕРГО»),  
Зайцев А.А., кандидат геогр. наук, Савельев Р.А., инженер (МГУ им. М.В. Ломоносова), Сосунов И.В., кандидат техн. наук (ФЦ ВНИИ ГОЧС)*

Катастрофические наводнения, вызванные заторами льда, наносят колоссальный как прямой, так и косвенный ущерб экономике. Особенно ощутимые потери понесло хозяйство и население республики Саха (Якутия) после серии мощных весенних наводнений в районе городов Ленска, Олекминска и Якутска.

Высокие подъемы уровней от заторов в г. Ленске (ранее пос. Мухтуя) наблюдались в 1878 и 1915 гг. Наводнение отмечалось в 1937 г. Ленск подвергся значительному затоплению в 1966 г.: уровень воды поднялся на 16,19 м над нулем графика водомерного поста Ленск. Река затопила более половины территории города и разрушила ряд строений. В 1998 и 2001 гг. возобновился 30-летний цикл формирования мощных заторов, тогда уровни воды в городе достигали, соответственно, 17,02 и 20,12 м.

В настоящее время, в соответствии с современными требованиями, поставлена задача обеспечения защиты населенных пунктов от заторных наводнений и других неблагоприятных воздействий, вызванных реками. Для строительства противопаводковых сооружений и принятия неотложных мер по предотвращению или ми-

нимизации последствий наводнений требуется иметь оперативную информацию о возможных уровнях и зонах затопления территории. Выполненные исследования ставили целью обеспечить расчет уровней заторного наводнения и области его распространения для паводка 2001 г. с перспективой применения разработанной методики для оперативных прогнозов на последующие годы.

В основу работы легли натурные исследования и результаты водно-технических изысканий, проведенные Ленской партией МГУ на участке реки в районе г. Ленска в 1971, 1983, 2001 и 2002 гг., которые послужили базисом для применения численного моделирования и ГИС-технологий. В итоге была создана цифровая модель рельефа, которая позволила провести компьютерное гидродинамическое моделирование для реального диапазона изменения расходов воды и получить основные параметрические характеристики течения в большом интервале уровней, в том числе при наличии заторов.

### *Характеристика долины и русла средней Лены*

Лена в своем среднем течении от устья Витима до устья Синеи на протяжении почти 1000 км прорезает Приленское плато на глубину 150 – 400 м. Долина реки ориентирована в основном в восточном направлении. Русло врезанное [1]. Здесь преобладают одиночные острова или группы островов на преимущественно скальном основании [2] и длинные участки сравнительно прямолинейного неразветвленного русла. И только в отдельных локальных котловинах долина реки резко расширяется, и в русле образуются многорукавные разветвления. На рассмотренном 157-километровом участке в районе г. Ленска, где формируются наиболее мощные заторы, долина реки узкая, русло в основном неразветвленное и только местами периодически встречаются одиночные острова в локальных расширениях долины (рис. 1). Сама долина также узкая, не более 3 – 4-кратной ширины русла, с высокой односторонней поймой, высота которой несколько снижается в сторону подошвы склона долины. Низкая пойма встречается фрагментами и не распространена на этом отрезке реки. Всего на протяжении участка имеются 8 групп или отдельных островов. К островам примыкают крупные галечные отмели. Размеры островов вместе с отмелями достигают нескольких километров в длину.

Острова в сравнительно узком русле Лены являются препятствиями стремительному течению и вызывают локальные подпоры потока, проявляющиеся в ступенчатости продольного профиля. В период ледохода острова и русловые отмели сдерживают крупные и более прочные поля льда, являясь препятствиями его продвижения вниз по течению.



Рис. 1. Схема исследуемого участка реки.

Наиболее крупным притоком на участке в районе г. Ленска является р. Нюя, расходы которой иногда превышают  $2000 \text{ м}^3/\text{с}$ . Однако к началу ледохода на Лене половодье на Нюе завершается. Другие реки относятся к малым постоянным водотокам и, практически, не воздействуют на течение Лены. Выносимый в реку материал притоков в основном быстро уносится мощным потоком Лены, однако отдельные притоки образуют дельты, выдвинутые в русло главной реки, формируя своеобразные конусы выноса, сложенные крупными наносами. Мощными, влияющими на течение главной реки являются конусы выноса рек Кантайки, Нюи, Жербовки и др. Дельтовые отмели этих рек являются дополнительным препятствием перемещения ледовых полей в начальную стадию ледохода.

Кровля коренных пород возле островов и у берега, а также в глубоких плесах часто подходит к поверхности дна. На перекатах коренные породы перекрыты небольшой толщей аллювия (до нескольких метров). Например, в районе о-ва Батамайского в нижней части правого рукава коренные породы слагают берег реки, образуя гладкий скальный пляж с небольшим количеством валунно-галечного аллювия. В верхней части рукава глубина залегания кровли коренных пород увеличивается. В левом рукаве глубина кровли коренных пород изменяется от 4 до 8 м, увеличиваясь к левому берегу. Четвертичные отложения распространены по длине участка весьма неравномерно и приурочены преимущественно к расширениям долины, формируя комплекс хорошо выраженных фрагментов террас.

Низкие надпойменные террасы обычно встречаются в виде небольших по площади островов-останцов или возвышаются среди поймы. Все террасы имеют цокольное основание. В целом в долине реки наибольшее распространение имеют так называемые поймо-террасы. Это участки долины, которые не затапливаются потоком Лены в период открытой воды. Зато они подвержены наводнениям при поднятии уровня по причине образования мощного затора льда. На подобном уступе поймо-террасы находится г. Ленск и другие населенные пункты.

Среднюю Лену на исследованном участке характеризует валунно-галечное строение русла. Дифференциация наносов по крупности в толще отложений на валунно-галечных реках проявляется наиболее ярко. Верхний слой руслообразующих наносов формирует отмостку, которая представляет, в большинстве случаев, хорошо сортированный и компактно уложенный валунник или галечник. Аллювиальная толща, залегающая под отмосткой, состоит из несортированной смеси частиц разных размеров (от песка до валунов). Мощность аллювиальной толщи в русле незначительна, в сужениях она ограничена глубиной плесов, которые подстилаются скальными породами. В расширениях русла, где формируется большинство перекаатов, толща аллювия, по данным электрозондирования, не превышает 3 м. В среднем толща галечно-валунного аллювия на перекатах составляет всего от 0,4 м до 1,0 м, возрастая к периферии русла и формируя побочни перекаатов, накапливаясь в локальных расширениях русла и т.д. Слой песчаных отложений еще более маломощен, поскольку на перекатах во время половодья он размывается до галечной отмостки. Дефицит наносов, по-видимому, является причиной того, что гряды крупных размеров в русле не формируются или развиты весьма ограниченно лишь в расширениях русла.

#### ***Гидрологический режим***

Площадь водосбора Лены к началу исследованного участка более 850000 км<sup>2</sup>. Основная часть водосбора имеет низко- и среднегорный рельеф. Нарастание положительных температур в весенний период происходит быстро, что, при наличии крутых склонов водосбора, водоупора из мерзлых грунтов и широкого распространения скальных пород, приводит к формированию высокого и резкого весеннего половодья.

Среднегодовой расход Лены примерно равен 4130 м<sup>3</sup>/с (г/п Крестовское). Большая часть годового стока проходит весной, тогда как зимой — только 9 — 11%. Режим уровней характеризуется значительным подъемом воды во время весеннего половодья, резкими

подъемами и спадами в летне-осенний период при прохождении дождевых паводков и сравнительно низким и устойчивым положением горизонта воды зимой.

Половодье начинается в конце апреля — первой половине мая и в течение 8 — 10 дней распространяется по всей средней Лене. Вскрытие реки происходит последовательно сверху вниз по течению. Ледоход проходит бурно: продвигаясь вниз по течению волна паводка взламывает, торосит мощный ледовый покров, вызывает образование заторов. Взлому льда на Лене способствует интенсивный подъем уровней при формировании фронта волны половодья, который иногда достигает 6 м/сут. Заторность диктует условия формирования половодья. Затяжная весна обуславливает прерывистое формирование волны половодья и относительно низкую водность периода вскрытия реки, что приводит к увеличению числа заторов небольшой мощности. При дружной весне волна половодья формируется интенсивно и заторы образуются реже, но уровни воды при этом достигают максимальных отметок. Заторы возникают преимущественно на участках с малыми уклонами и резкими изгибами русла, в разветвлениях, при наличии отмелей и осередков [3]. Ледоход проходит в течение 5 — 15 дней и заканчивается на спаде пика половодья. Пик половодья обычно проходит во второй половине мая. За период половодья, которое продолжается в среднем 75 суток, проходит до 50% годового стока. Наибольший расход воды за период наблюдений по гидрометрическому посту Крестовское не превышал величину 35000 м<sup>3</sup>/с.

Летне-осенняя межень начинается в конце июля. Расходы воды в этот период достаточно большие. Обычно летние расходы равны 4 — 5 тыс. м<sup>3</sup>/с (минимальный расход составил 1930 м<sup>3</sup>/с в 1969 г.). В отдельные засушливые годы (например, 1985 и 1986 гг.) продолжительность чрезвычайно низкой межени достигала 30 дней.

Дождевой паводок обычно наблюдается в конце июля и первой половине августа, но сроки его прохождения неустойчивы. Средний максимальный расход воды в этот период равен 12600 м<sup>3</sup>/с, наибольший расход наблюдался в 1933 году и составил 22500 м<sup>3</sup>/с. Продолжается паводок около 16 суток.

Осенний ледостав начинается в октябре и сопровождается осенним ледоходом продолжительностью 20 — 25 дней. Через 10 — 14 дней после начала образования первого льда река замерзает. Зимний сток устойчивый. Уровни воды в этот период постепенно падают и к концу зимы оказываются на 2 — 3 м ниже летних. Максимальной толщины 130 — 140 см лёд достигает в третьей декаде марта и первой декаде апреля. Средняя продолжительность ледостава 188 — 196 дней.



Руслотформирующие расходы [4, 5], характеризующие распределение мощности потока в зависимости от расхода воды и соответствующие пикам стока руслообразующих наносов, имеют два выраженных интервала. Верхний интервал имеет расход  $13700 \text{ м}^3/\text{с}$  (обеспеченность 4%), проходит на уровне бровок высокой поймы и наблюдается, главным образом, в период половодья. Нижний интервал руслотформирующих расходов ( $9500 \text{ м}^3/\text{с}$ ) имеет высокую обеспеченность 14% и наблюдается при высоких летних паводках, когда затапливаются прирусловые отмели. В сужениях долины, где пойма отсутствует, удельная энергия потока и, соответственно, его транспортирующая способность увеличиваются с ростом уровней воды, и в силу специфики перемещения галечников наибольшие изменения в русле реки происходят в периоды прохождения высоких расходов чрезвычайно малой обеспеченности; в это время происходит массовый сдвиг валунно-галечных наносов.

Уклоны водной поверхности в межень на галечно-валунных перекатах колеблются в пределах  $0,19 - 0,31\text{‰}$ , на плесах — от  $0,06$  до  $0,14\text{‰}$ , средний уклон составляет, примерно,  $0,09\text{‰}$ , а в районе расширения у с. Батамай падает до  $0,04\text{‰}$ .

#### *Ледовые явления*

Суровый, резко континентальный климат, распространение многолетнемерзлых пород, а также в целом меридиональные (с севера на юг) течения определяют особые условия ледового режима. Замерзание реки начинается обычно в период пониженной водности. Почти одновременно с образованием заберегов в массе речной воды появляется шуга. Средняя продолжительность подготовительного периода перед замерзанием не превышает полмесяца.

Интенсивное понижение температур воздуха часто обуславливает быстрое смерзание шуги в поля, которые, покрываясь снегом, становятся трудноотличимыми от кристаллического льда. Становление сплошного ледового покрова может быть вызвано как задержкой и смерзанием плывущих полей льда, так и путем роста и смыкания заберегов. К середине ноября образуется сплошной ледовый покров на всем протяжении Лены. На Лене, на отдельных участках, скапливается шуга и наблюдается торошение льда у верхней кромки ледостава, вызываемое зазорами. На таких участках ледовый покров неоднороден, здесь часты кратковременные подъемы уровней на  $1 - 1,5$  м. После образования сплошного ледового покрова ледоход на реках бассейна возобновляется очень редко.

Средняя продолжительность ледостава на средней Лене составляет более 175 суток, в экстремальные зимы (теплые или холодные) продолжительность ледостава уменьшается или увеличивается на 20 – 25 суток.

Большая вариация толщины льда по длине рек в начале ледостава обусловлена разницей во времени и характере замерзания отдельных участков и неоднородностью ледового покрова, включающего кристаллический лед, шугу и пр. В последующем режим ледового покрова рек зависит в основном от температуры воздуха, количества и времени выпадения осадков, ветра, наледей, высоты и плотности снега на льду и пр. Роль отдельных факторов при этом весьма значительна. Так отсутствие снега на ледовом покрове приводит к увеличению его толщины на 60–100 см. Наиболее интенсивно увеличивается толщина льда в первой половине зимы (до января) преимущественно с нижней поверхности ледового покрова. К марту интенсивность нарастания льда снижается в 2 – 5 раз относительно первоначальной.

В предвесенний период ледовый покров подвергается разрушающему воздействию солнечной радиации, уменьшающей прочность льда. Чем ближе к вскрытию, тем более заметным становится разрушение льда на реках за счет местных условий (в местах выхода грунтовых вод, на перекатах при впадении притоков и т.д.). Однако лед на реке остается достаточно прочным до самого вскрытия, что является одной из основных причин бурного ледохода и образования мощных заторов льда.

Весеннее разрушение льда начинается с появлением на нем воды, а затем закраин и промоин. С подъемом уровня воды, вызванным поступлением талого стока, ледовый покров всплывает и отрывается от берегов, вызывая подвижки ледового поля. Первые подвижки льда обычно происходят на участках местного расширения русла, в частности на островных участках, а также в протоках (примерно на несколько дней раньше, чем в основном русле). Несколько позднее происходит одна или несколько подвижек массивного поля льда в главном русле. Наиболее активны подвижки льда в системе перехода от переката к плесу. При подвижках ледовый покров во фронтальной области взламывается по краям и лед нагромождается на берега, отмели, оголовки островов и осередков, образует торосы высотой до 8 – 10 м. Цепочка образовавшихся торосов ограничивает проникновение воды на мелководные участки реки при дальнейшем подъеме уровней, сосредоточивая сток реки в сравнительно узком канале, который, как правило, совпадает с направлением зимней активно работающей ложбины в русле реки. Отмечая подоб-

ные явления, мы не нашли в литературе анализа мест формирования торосов и разломов ледовых полей в период подвижки, несмотря на то что они определяют условия образования заторов. Особенно велика роль торошения льда на широких отмельных участках реки в многорукавном русле. Торосы приводят к локальному и временному (на период начала ледохода) образованию сужений в широком русле, где, казалось бы, пропускная способность большая.

Вскрытие Лены происходит на подъеме волны половодья. Продвигаясь вниз по течению, волна половодья «опережает» весну и поэтому встречает все более прочный ледовый покров. Вследствие этого на реке формируются заторы льда, мощность и устойчивость которых на Лене заметно проявляется ниже устья Витима и возрастает вниз по течению. Образование заторов оказывает влияние на характер и время вскрытия нижележащего участка реки. Обычно ниже затора, особенно там, где река течет в одном русле, подвижка льда осуществляется уже при более высоких уровнях воды, за 1 – 2 дня до вскрытия, и ледоход протекает относительно спокойно. Объясняется это тем, что заторы льда, образующиеся на островных участках рек, довольно устойчивы, и за время их существования (до 10 дней) ледовый покров ниже затора значительно ослабляется или даже разрушается.

Последовательность вскрытия Лены сверху вниз по течению нарушается в случае дружного снеготаяния в бассейнах притоков, начинающегося в одно и то же время или раньше, чем в верховьях основной реки; Лена тогда может вскрыться почти одновременно на участке большой протяженности, как это случилось в 2002 г. Такой характер вскрытия Лены наблюдается в годы позднего начала и особенно проявляется в среднем течении Лены, имеющем широтное направление.

К особенностям вскрытия Лены следует отнести довольно быстрое продвижение волны вскрытия в среднем ее течении в случае затяжных весен в верховьях реки (1958, 1960 гг.). Наоборот, при интенсивном формировании весеннего паводка в верховьях Лены (1946, 2001 гг.) происходит задержка вскрытия реки в ее среднем течении; движение кромки ледохода замедляется в связи с тем, что волна половодья встречает на своем пути все более прочный лед. Окончательное очищение реки ото льда обычно происходит в середине мая.

#### *Ленское наводнение 2001 г.*

Современные наблюдения за разрушением льда на Лене осуществляются путем авиаразведки, но систематизированные данные этого вида наблюдений отсутствуют. Как показала практика, данные наблюдателей, осуществлявших авиаразведку, оказываются раз-

норечивыми. Кроме информации с мест, отрывочных и случайных данных авиаразведки, штаб ЧС в г. Якутске отслеживает заторы льда по спутниковым фотографиям, получаемым из Хабаровска по интернету. Спутниковые фотографии сильно зависят от условий съемки и в своем большинстве являются малоинформативными. Поэтому, начиная с 2002 г., проводятся наземные наблюдения в местах возможного образования заторов льда. До проведения наблюдений 2003 года не было известно, где точно находился Батамайский затор, приведший к затоплению г. Ленска в 2001 г. По одним данным голова затора была в устье р. Кантайки, по другим — у оголовка о-ва Батамайского. По нашим наблюдениям фронтальная часть головы затора льда, который приводит к затоплению г. Ленска, устанавливается по направлению от устья речки Сухой (левый берег) до выдвинутой в русло мелководной части подводного конуса выноса р. Кантайки (с правого берега). Средняя часть головы затора опирается на выдвинутую вверх по течению массивную галечную отмель у приверха о-ва Батамайского.

Катастрофическое наводнение в г. Ленске было предопределено не столько толстым льдом на участке Витим-Ленск (толщина льда была здесь даже ниже нормы), сколько более толстым льдом в районе островов Батамайский, Нюйские и Глухой (в 40 — 115 км ниже Ленска).

В.М. Тазатинов (рукописные материалы) так описывает заторы у острова Батамайского в 1998 году и у островов Батамайский и Нюйский в 2001 году. В первом случае уровень воды в начальный период ледостава (средний за ноябрь) в 1997 году по водпостам Витим, Пеледуй, Крестовский, Ленск был наинизшим за последнее десятилетие. Расход воды реки в начальный период ледостава (средний за ноябрь) не превышал нормы. Средняя зимняя температура воздуха в Ленске в 1997—1998 гг. составила  $-18^{\circ}\text{C}$ , при этом толщина льда в районе Ленска весной 1998 г. составила всего 95 см, тогда как годом раньше толщина льда составила 130 см, а в 1994 году она была равна 140 см. Весной 1998 г. в Читинской и Иркутской областях отмечена высокая температура воздуха в апреленачале мая по сравнению с аналогичными периодами в предыдущие годы. Сам уровень повышения температуры был рекордным, достигнув небывалых для этого периода показателей  $28 - 30^{\circ}\text{C}$ . Это способствовало интенсивному снеготаянию и притоку талых вод, резко сформировавших мощную волну высоких уровней воды на Лене. Волна половодья взламывала прочный еще неподготовленный лед. Практически одновременно на реке образовывались мощные заторы. Уровень воды в них превысил среднемноголетний на

несколько метров. Затопы льда стояли каскадами через 20 – 30 км. Затоп льда выше острова Батамайского в устье р. Кантайки толщиной более 10 м, простояв 3 суток, поднял рекордный уровень воды 17,5 м, затопил 90% территории г. Ленска и нанес огромный ущерб экономике республики.

В другом случае сумма атмосферных осадков в сентябре 2000 г. в районе Ленска была ниже нормы. Уровень воды в начальный период ледостава по водопостам Витим, Пеледуй, Крестовский, Ленск был наивысшим за последние 10 лет. Тем не менее, расход воды в начальный период ледостава по водпосту Крестовский был значительно ниже нормы и составил 1000 м<sup>3</sup>/с. Средняя зимняя температура воздуха составила -23°С — это рекордный показатель за последние 10 лет. Толщина льда в Витиме, Крестовском и Ленске была ниже нормы. Уровень воды в р. Лене в 2001 г. перед началом ледохода по водпостам, расположенным выше Ленска, был рекордно высоким. Образовавшийся затоп выше острова Батамайского на устье р. Кантайки поднял за двое суток 15 – 17 мая уровень воды в Ленске до отметки 1780 см. В это время ниже города Ленска сформировалось одновременно несколько самостоятельных очагов затопов. Скопления льда наблюдались у островов Батамайский, Самнагас, Нюйский, Глухой, Тинский. Затоп на устье р. Кантайки 17 мая был разрушен взрывами. Начался кратковременный спад уровня воды. При быстром разрушении затоп волна прорыва, насыщенная массой льда до степени селя, миновала о-ва Батамайский и Самнагас и сформировала еще более мощный затоп у островов Нюйских, перегородив русло до дна и полностью перекрыв живое сечение реки. Затоп у островов Нюйских поднял уровень воды до рекордной за весь период наблюдения отметки 2019 см. Город Ленск был полностью затоплен. Льдом и потоком воды на спаде уровня город был значительно разрушен.

В обоих случаях на образование затопов на участке ниже Ленска в первую очередь повлияла дружность весенних процессов. Кроме того, по-видимому, имело место неправильное проведение превентивных и оперативных мероприятий по предотвращению образования затопов и их разрушения.

По данным В.В. Кильмянинова (рукописные материалы) кромка начала ледохода достигла Ленска 13 мая, т.е. на двое суток позже нормы, и через сутки волна вскрытия переместилась ниже г. Ленска. Обычно кромка ледохода на участке Лены от устья Витима до г. Ленска проходит за трое суток. Таким образом, здесь наблюдалась повышенная скорость перемещения ледохода, что способствовало формированию мощного затоп. Уровень половодья на верхней Лене

достиг максимума сразу же за кромкой ледохода. Вследствие этого избыточное количество льда, которое при обычном режиме вскрытия остается на берегах реки в виде навалов, вновь оказалось в реке, пополнив массу транспортируемого льда. Фронт высокой волны половодья догнал волну вскрытия ниже Ленска. К моменту подхода волны вскрытия к Батамайскому острову, где обычно начинается формирование затора льда, на участке от острова Батамайский до пос. Тинного ледовый покров не был подготовлен к вскрытию и был достаточно прочным.

Рассмотрим ход уровня 2001 г. по водомерному посту Ленск по ушаченным наблюдениям. По данным авиаразведки 14 мая выше острова Половинный, находящегося в 17 км выше г. Ленска, начал формироваться затор, который разрушился в конце суток, 14 мая. Процесс образования и разрушения затора выше острова Половинный виден на рис. 2 (точки 2 – 3). В конце суток 14 мая образовался затор льда у устья р. Кантайки. В начале суток 15 мая в 01 час 15 минут уровень воды превысил опасную отметку и вода начала заливать берега. Вследствие выхода воды на пойму с 01 часов до 08 часов 15 мая уровень воды не изменялся (точки 4 – 5). В результате подхода волны половодья с верховьев Лены с 15 до 17 мая уровень воды вновь начал подниматься (точки 5 – 6).

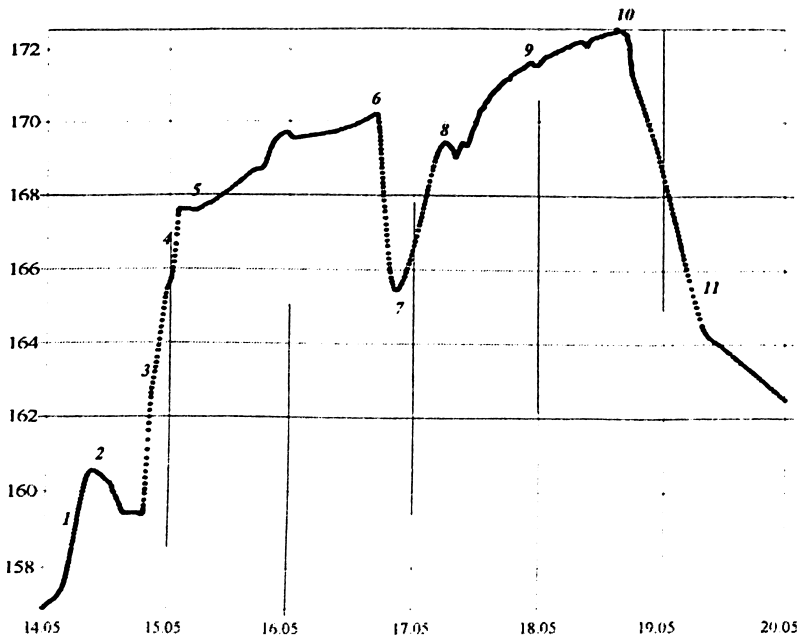


Рис. 2. Ход уровня воды на р. Лене у г. Ленска с 14 по 20 мая 2001 г.

В первой половине 16 мая произведены взрывные работы по разрушению головы затора и с 16 часов 30 минут уровень воды у г. Ленска резко начал снижаться (точки 6 — 7). За 4 часа уровень воды снизился на 470 см. Волна от прорыва затора достигла пос. Ньюю к 20 часам 16 мая, вызвав резкое повышение уровня воды и начало ледохода. Вскоре из-за образования затора в районе пос. Турукта движение льда у пос. Ньюю прекратилось и подпор воды от нижнего затора вызвал повышение уровня у г. Ленска. Вследствие этого город был полностью затоплен. В течение 17 мая в районе Турухты-Тинной производились бомбардировка и наземные подрывы затора льда. Однако эти действия ощутимых результатов не дали и затор сохранялся в течение всего дня. Скопление льда отмечено на пространстве от пос. Тинного и выше по течению от г. Ленска.

Ледоход начался только 18 мая в 12 часов у пос. Тинного и достиг г. Ленска к 16 часам. Уровень воды у г. Ленска к этому времени имел максимальную отметку 2012 см над нулем поста. После разрушения затора льда между Ньюей и Мачей 18 мая волна прорыва вызвала подтопление населенных пунктов Олекминского улуса и г. Олекминска. По мере продвижения вниз по течению волна прорыва расплывалась, и на посту Мача ее высота над зимним уровнем составляла 13 м и превысила ранее наблюдавшуюся величину 1966 г., а на посту Олекминск — 11 м., не достигнув экстремума 1937 г.

### *Особенности заторов льда на р. Лене*

Несмотря на значительный объем исследований [9 — 35], позволивших изучить в основном качественную картину заторообразования, пока не удалось установить причины и факторы, его определяющие. Не только количественные, но и качественные связи изучены недостаточно. Отсутствует единая теория формирования заторов. Имеются некоторые приближенные и, несмотря на это, довольно сложные методики расчета параметров заторов, причем в основном они касаются прогноза заторных уровней. Практически отсутствуют достаточно обоснованные методы прогноза толщины льда в заторах.

Следовательно, задачей дальнейших исследований является разработка теоретической модели формирования заторов и на ее основе разработка методики прогнозирования расчетной толщины льда в заторе. Это позволит точнее определить подпорные явления от останковки ледовых полей и приступить к прогнозным расчетам времени образования, мощности и устойчивости заторов.

Структурные признаки заторов связаны с различным механизмом образования скопления льда. В зависимости от условий ограни-

чения движения льда по ширине водного потока (при отношении глубины на перекате к толщине льдин более 2,5), либо по его глубине (если это отношение менее 2,5) заторы разделяются на заторы арочного и плотинного типа.

В заторах арочного типа давление заторного льда воспринимается в основном берегами. Приращение уровня воды несущественно скачивается на устойчивости таких заторов, за исключением случаев, когда русло имеет низкую и широкую пойму. Профиль водной поверхности в заторе в основном повторяет форму профиля при свободном русле, за исключением нижней части. Весомую роль при формировании заторов этого типа следует отвести потере энергии водным потоком по мере продвижения его по заторному участку.

В заторах плотинного типа ледовые нагромождения на большой площади достигают дна и удерживаются в основном силой тяжести. Приращение уровня воды может привести к неустойчивости такого затора. Профиль водной поверхности отличается большим перепадом в головной части затора и последующим его выравниванием. Существенную роль в формировании затора данного типа играют динамика льда и местные сопротивления.

При большой ширине реки затор может иметь комплексный характер, однако на Лене преимущественно встречаются заторы арочного типа.

Обычные (слабые) заторы образуются ежегодно по всей длине реки на каждом плесе. Заторные уровни невысокие, поэтому такие заторы не причиняют ущерба. Мощные заторы образуются не каждый год и не по всей длине реки. Они формируются при особых метеорологических и гидрологических ситуациях, приводят к наводнениям и значительным материальным потерям. Места образования заторов на средней Лене одни и те же, как правило, они хорошо известны. Места формирования заторов, вызывающих катастрофические наводнения, также не меняются по расположению. Преградами движущимся ледовым полям служат различного рода стеснения русла (острова, мели, резкие сужения, крутые повороты и т.п.). Скорость течения в зоне подпора уменьшается, а подплывающие сверху льдины уже обладают меньшей кинетической энергией. При малых скоростях течения затор растет преимущественно в длину. Торошение льда постепенно ослабевает и затем прекращается. Процесс формирования затора льда на этом заканчивается. Длина заторов на Лене может достигать многих десятков километров.

Разрушение (прорыв) затора льда происходит либо вследствие резкого увеличения расхода и напора воды в реке (при этом лед в



заторе всплывает), либо в результате воздействия теплого воздуха и талой воды. Чаще всего, прорыв затора льда является результатом совместного влияния обоих факторов.

Прорыв затора приводит к перестройке продольного профиля водной поверхности реки: ниже места затора уровень воды повышается, а выше его падает. Образуется волна прорыва, опасная для населения и хозяйственных объектов. Скорость движения заторных масс может составлять 2 – 5 м/с. Однако вероятность образования нового скопления льда на нижнем участке при этом невелика, так как к моменту прорыва затора ледовый покров здесь успевает в значительной степени разрушиться.

Прогнозируются в основном максимальные заторные уровни воды в местах ежегодного образования заторов льда. При этом, из-за разнообразия местных условий заторообразования, для каждого отдельного заторного речного участка методика прогноза индивидуальна, т.е. опирается на эмпирические зависимости, набор факторов, предопределяющих образование затора.

Мощность заторных скоплений определяется количеством льда в скоплениях и высотой подъема уровня воды на заторном участке. В свою очередь количество льда в заторе обуславливается гидродинамическими условиями. Непосредственные измерения толщины льда в заторе не производятся из-за отсутствия необходимых технических средств измерения. Заторный подъем уровня является косвенной характеристикой мощности заторных скоплений. Поскольку основная опасность затора льда заключается в значительном подъеме уровня воды в реке, при котором вода выходит из берегов и затопляет прилегающую местность, то возможные последствия заторов оцениваются по методике прогнозирования последствий паводков и половодий.

Главной целью прогнозирования заторов является определение максимального заторного уровня воды и даты его наступления. По величинам максимальных заторных уровней воды определяют границу зоны возможного затопления, которую наносят на топографическую карту. Прогнозирование заторов льда может осуществляться как при наличии данных гидрометеорологических наблюдений, так и при их отсутствии. Для прогнозирования максимального заторного уровня воды по данным метеорологических наблюдений необходимо знать расход воды и сведения о ледовой обстановке в различных створах реки. На Лене при отсутствии данных гидрометеорологических наблюдений исходными данными являются наблюдаемые уровни и расходы воды, уклоны водной поверхности, а также ширина открытого русла.

Литературные источники указывают на недостаточность исследований физики формирования заторов. Однако практическая деятельность требует быстрого решения этой проблемы. С некоторым допущением можно утверждать, что в настоящий момент разработана методика определения морфометрических характеристик реки, при достижении которых отсутствуют или могут наблюдаться заторы. Теоретическая модель заторов включает численные значения факторов их образования и должна послужить основой методических разработок по борьбе с заторными явлениями. К сожалению, отсутствие натуральных данных не позволяет провести численное моделирование процесса формирования заторов в настоящее время. Анализ приведенной А.Н. Милитеевым формулы [36] позволяет судить о параметрах реки, где может возникнуть затор. Так можно заключить, что отношение толщины ледового поля в створах пропорционально отношению глубин. Поэтому, при прочих равных условиях, затор возникает на участках рек, где происходит значительное увеличение глубины. При прочих равных условиях заторы возникают при сужении и на повороте русла, а высокая прочность льда стимулирует образование затора. Для прямолинейных русл наиболее опасным участком является углубляющееся русло с резким сужением.

#### ***Компьютерная гидродинамическая модель***

Математические модели течений широко используются в речной гидравлике. Они позволяют достаточно быстро рассчитать и «проиграть» различные варианты развития природных процессов. Математическая модель объекта, созданная с использованием ГИС-технологии и рассчитанная с применением компьютерных технологий, называется компьютерной гидродинамической моделью. Расчеты по модели позволяют также определить тенденции развития русловых деформаций и рассмотреть необходимое число вариантов развития событий (сценариев) с учетом взаимодействия потока с руслом в естественных и гипотетических условиях. Разрабатываемая авторами технологическая цепочка была опробована на крупных реках и позволила решить ряд народнохозяйственных задач [39].

Для оперативного решения задачи по расчету неблагоприятных последствий, которые вызваны возникновением ледовых заторов, была построена гидродинамическая модель, которая эмулирует процессы течения потока Лены на 157-километровом участке от о-ва Половинного до устья р. Уры.

Участок выбран таким образом, чтобы осветить особенности кинематики потока на затороопасном отрезке реки. Подпоры уровней

от образующихся здесь заторов льда вызывают катастрофические наводнения в г. Ленске и близлежащих поселках. Создание компьютерной модели основано на результатах исследования русловых процессов, которое проводилось по следующей схеме:

анализировались природные факторы формирования русла реки — эндогенные (геологическое строение и тектоника) и экзогенные (климатические условия, сток и др.);

проводились натурные исследования русловых процессов (водно-технические изыскания);

выполнялся русловой анализ;

создавалась компьютерная модель участка реки с расположенной вокруг Ленска дамбой, оградившей город от наводнения. На модели «проигрываются» различные варианты развития событий.

Использованная в расчетах компьютерная модель основана на решении системы одномерных и двухмерных уравнений мелкой воды (уравнений Сен-Венана). Стандартные и специализированные компьютерные программы позволяют по результатам наблюдений строить необходимые графики и планы русел [37, 38, 50]. Числовые массивы данных органично вписываются в процесс создания компьютерной модели, основа которого — цифровая модель рельефа русла.

*Исходными данными являлись:*

топографическая карта рассматриваемого участка масштаба 1:25000 и укрупненный план г. Ленска;

электронная топографическая карта масштаба 1:200 000 (в основном используемая для отображения результатов расчетов);

результаты промера глубин с применением эхолота и систем спутникового позиционирования (GPS-технологии);

кривая связи расходов и уровней Крестовского, Ленска и Нюи;

фактические уровни и расходы воды на водомерных постах Ленск и Нюя за периоды: 8.03 — 18.03 (зимний), 22.05, 16.06, 10.07 1985 г.

Цифровая форма первичных данных позволила не только облегчить их обработку, но и дала новые возможности по их визуализации и представлению. Применение компьютерной техники позволило организовать тиражируемость (размещение на нескольких носителях цифровой информации: цифровые оптические или магнитные носители, передачу данных на расстояние) и масштабированность (при использовании программных алгоритмов качественно увеличивать и уменьшать объем информации) и другие операции.

Если в традиционном картографировании главным ключевым его звеном является карта, то в геоинформационном картографировании — это численная модель территории. Для создания числен-

ной модели долины и руслового рельефа привлекается вся пространственная информация, относящаяся к долине реки и другим объектам, связанным с ней и между собой.

В настоящее время при картографировании русла в гидротехнических, навигационных и других целях используется цифровая модель рельефа русла. Она характеризует поверхность дна русла и её отношения с другими параметрами природных условий по плановым координатам. Цифровые модели рельефа реализуются на принципах построения регулярных и нерегулярных сеток. Узлы сеток содержат значения гравитационного параметра — глубины (или отметок дна, если данные представляются в абсолютных высотах). Построение сеток осуществляется по полю точек, которое при изысканиях имеет вид промерных точек по галсам. Конфигурация и частота галсов определяется предварительно перед полевыми работами в зависимости от сложности участка, масштаба и конечной цели исследования.

Цифровые модели рельефа, основанные на нерегулярных сетках, состоят из треугольных ячеек, где конфигурация ребер зависит от принципа, который заложен при её построении, и соответственно от взаимного расположения точек. Область построения цифровой модели определяется областью распределения промерных точек. Положительным моментом данных моделей для русловых изысканий является зависимость их построения только от конфигурации промерных точек относительно форм рельефа и самого русла.

Основное свойство цифровых моделей на регулярных сетках — их масштабируемость, где порог максимального масштаба зависит от частоты промерных галсов. Эти два критерия промерных галсов — частота и конфигурация — зависят от предварительно поставленных задач исследования русла. Дальнейшее построение цифровых моделей осуществляется автоматизированным путем с помощью программных средств.

Область построения цифровой модели рельефа дна определяется пространственными границами объекта исследования. При исследовании дна водоемов она ограничивается береговой линией. Информация о положении береговой линии определяется синтетическим методом. Для этой цели используются фотопланы, топографические карты, непосредственные измерения с помощью лазерного дальномера, обработка гидролокационного изображения или информация о расстоянии от края границы промерного галса до уреза воды. Вследствие этого окончательно положение линии уреза при проектном уровне представляется в «бумажной» форме. Поэтому для использования ее при построении численной модели рельефа применялись процедуры

интерактивной оцифровки. Объект исследования, которым является река, имеет вытянутую форму, поэтому цифровые модели строятся на небольшие отрезки реки в соответствии с размером листа составляемой карты. Подобные процедуры позволяют быстро построить и отредактировать векторизованный рельеф речного русла.

Для картирования высотной поверхности островов и пойменных массивов используется крупномасштабная топографическая карта и маршрутные описания. Топографическая карта подкладывается в виде растрового изображения под векторную карту рельефа русла. На топографической основе проводятся границы пойменных ступеней. Таким образом, наносятся контуры высот пойменных поверхностей, характеризующиеся однообразием генезиса и рельефа. Топографическая карта позволяет оконтурить борта долины. После построения векторизованной геоморфологической карты, которая включает описание поймы, склонов террас и коренных берегов, процесс создания русловой крупномасштабной карты следует считать завершенным. В окончательном виде электронное решение русловой геоморфологической карты имеет расширение, которое позволяет считывать и редактировать информацию в общедоступном формате. Следует отметить, что процесс изменения поверхности поймы, по сравнению с подвижностью рельефа русла реки, очень медленный. Поэтому отраженная на русловой геоморфологической карте нерусловая часть дна долины может быть использована длительный период времени и корректироваться только в примыкающих к руслу областях (прирусловая пойма) или при антропогенном вмешательстве.

Непосредственное применение натуральных данных в компьютерном моделировании резко ускоряет процесс оперативной обработки информации и получения результатов исследований.

В основу математической модели течения положены одно- и двумерные уравнения Сен-Венана. Дискретизация этих уравнений произведена на треугольной сетке по оригинальной методике. Двумерные (в плане) уравнения Сен-Венана, называемые также уравнениями мелкой воды, широко используются в вычислительной гидравлике открытых потоков. Их вывод и примеры расчетов представлены в [6, 40 – 45].

При численном моделировании применялось два вида сеток: треугольная и гибридная сетки нерегулярной структуры. Такие сетки хорошо адаптируются под плановые очертания расчетной области и особенности течения. Для их построения применялась специальная разработанная двухшаговая методика. На первом шаге расчетная область разбивалась на несколько подобластей (зон), определяе-

мых геометрической формой расчетной области, плановым положением основного рула, проток, островов и т.п. В каждой из этих зон при помощи модифицированной версии программы «TRIANA» [46] строилась базовая сетка нулевого приближения, максимально адаптированная к контуру соответствующей области. На втором шаге все зоны объединялись в единое целое и производилось сглаживание сетки по специальному алгоритму минимизации гармонического функционала. В итоге были построены: треугольная сетка, содержащая около 51 тыс. ячеек, и гибридная сетка, содержащая около 38 тыс. ячеек с длинами сторон от 100 до 500 м, которые удовлетворительно описывают рельеф долины 157-километрового участка реки (рис. 3).

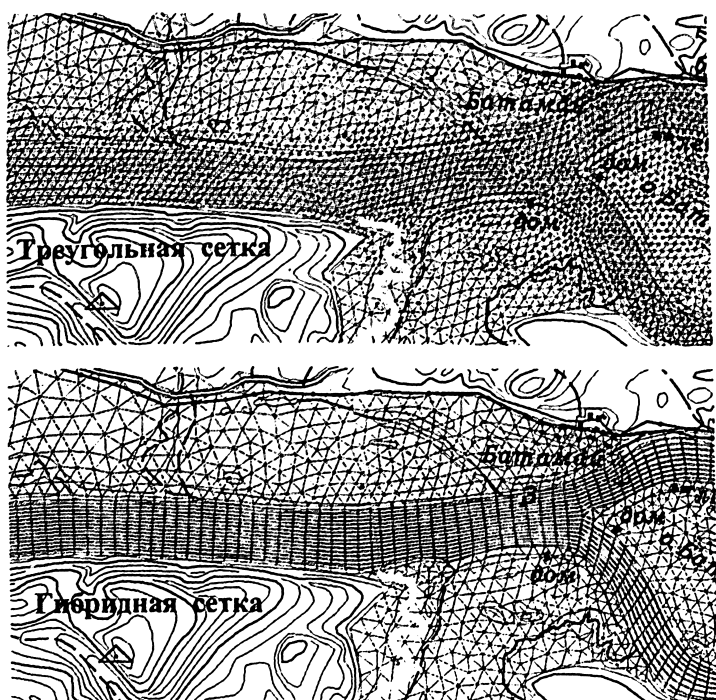


Рис. 3. Треугольная и гибридная расчетные сетки (фрагмент).

#### **Калибровка численной модели и результаты расчетов**

Калибровка модели, т.е. настройка модели на данный объект, проведена путем подбора входящих в модель параметров таким образом, чтобы полученные результаты согласовывались с имеющимися натурными данными (табл. 1). Расчет на треугольной сетке проводился по неявной схеме с учетом конвективных членов [6, 47], на гибрид-

Таблица 1

Сопоставление расчетных и измеренных уровней воды

Дата 1985г.	Схема	Ленск				Нма				Z, м		
		Q, м <sup>3</sup> /с	Измер. Z, м	Расчетн. Z/ΔZ, м		Q, м <sup>3</sup> /с	Измер Z, м	Расчетн. Z/ΔZ, м				
				p=0,021	p=0,022			p=0,022	p=0,023			
8.03. 18.03	Неявная	690	151,47 (151,87)	151,96		8	145,8 (147,40)	146,8		140,0 (141,40)		
	Явная		p=0,04	152,08			p=0,04	146,28				
22.05	Неявная	16100	158,99	0,61				0,48				
				159,42	159,66	159,89	1040	153,05	152,99	153,18	153,37	147,0
	Явная			0,43	0,67	0,90		-0,06	0,13	0,32		
16.06	Неявная	21000	161,24	159,66	159,9	160,14		153,00	153,18	153,36		
				0,67	0,91	1,15		-0,05	0,13	0,31		
	Явная			160,96	161,23	161,50	60	155,03	154,09	154,28	154,47	149,0
10.07	Неявная	5700	154,99	-0,28	-0,01	0,26		-0,93	-0,75	-0,56		
				161,24	161,52	161,79		154,17	154,38	154,58		
	Явная			0	0,28	0,55		-0,86	-0,65	-0,45		
10.07	Неявная	5700	154,99	155,13	155,27	155,41	17	149,49	149,34	149,45	149,56	143,0
				0,14	0,28	0,42		-0,13	-0,02	0,09		
	Явная			155,29	155,43	155,56		149,49	149,60	149,70		
				0,3	0,44	0,57		0,02	0,13	0,31		

ной сетке — по явной схеме распада разрывов [48]. Подобранные коэффициенты шероховатости меняются в пределах 0,021 — 0,023 в русле (от половодья к межени) и 0,05 на пойме.

По измерениям на водопостах видно, что при разнице расходов  $\Delta Q = 21000 - 17000 = 4000 \text{ м}^3/\text{с}$  разница уровней  $\Delta Z$  составляет 2 м, при  $\Delta Q = 2000 \text{ м}^3/\text{с}$  ( $21000 \text{ м}^3/\text{с} \cdot (10\%)$ )  $\Delta Z = 1 \text{ м}$ . Следовательно, погрешность в расчете уровней в диапазоне  $\pm 0,5 \text{ м}$  от уровня водопоста следует принять удовлетворительной, так как реальная погрешность измерений расходов в естественных условиях ( $\sim 10\%$ ) является достаточно большой, особенно если учитывать выход воды на пойму. При малых расходах погрешности должны были меньше. Расчеты по неявной схеме оказались более точными, чем по явной. Поэтому дальнейшие расчеты проводились по неявной схеме без учета конвективных членов (в рассматриваемом случае это уменьшает время счета на порядок практически без потери точности) и с коэффициентом шероховатости в русле  $n = 0,023$ , что соответствует расчету по неявной схеме с учетом конвективных членов с  $n = 0,022$ .

Для периода открытого русла систематические расчеты проводились по неявной схеме без учета конвективных членов в диапазоне расходов от  $5700 \text{ м}^3/\text{с}$  до  $35000 \text{ м}^3/\text{с}$ . При этом коэффициент шероховатости по Маннингу в русле принимался равным 0,023. В результате расчетов до установления параметров течения (продолжительность расчета 4 суток) получались отметки водной поверхности, глубины и скорости течения в каждой точке плана расчетной области. Результаты расчетов представлены в табл. 2. Получено очень хорошее совпадение с кривой  $Q(h)$  по в/п Ленск, построенной по натурным данным.

Расход  $5700 \text{ м}^3/\text{с}$  соответствует высокой межени в летний период или аномально низким уровням ледохода весной, которые наблюдались в последние годы (2002-03 гг).

Расход  $10000 \text{ м}^3/\text{с}$  наблюдается во время периодических летних паводков в результате дождей в бассейне Витима. По обеспеченности этот расход соответствует нижнему интервалу руслоформирующего расхода. Поток в этот период сосредоточен, главным образом, в русле. Наблюдается подтопление только низких фрагментов поймы. Весной расход  $10000 \text{ м}^3/\text{с}$  соответствует средним значениям пика начала ледохода на Лене в районе г. Ленска.

Расход  $16100 \text{ м}^3/\text{с}$  наблюдается во время высоких летних паводков в результате дождей в бассейне Лены, Киренги и Витима. По обеспеченности этот расход примерно соответствует верхнему интервалу руслоформирующего расхода. Поток в этот период переливает низкие рус-



Результаты систематических расчетов

Расход воды $Q$ , м <sup>3</sup> /с	Уровни воды $Z$ , м		$Z_{\text{вых}}$ , м	Перепад уровней на участке 150 км, м
	Ленск	Нюя		
690 (зимний режим)	151,96 (с учетом льда) 153,36	146,17 (с учетом льда) 147,57	140,0 (с учетом льда) 141,4	12,0
5700	155,27	149,45	143,0	12,3
10000	157,37	151,17	146,0	11,4
16100	159,66	153,18	147,0	12,7
21000	161,23	154,28	149,0	12,2
25000	162,45	155,42	150,5	12,0
30000	163,74	156,34	151,5	12,2
35000	164,97	157,46	152,0	13,0

ловые валы. Наблюдается подтопление отдельных фрагментов поймы и устьев малых рек. Весной расход 16100 м<sup>3</sup>/с соответствует высоким значениям пика начала ледохода на Лене в районе г. Ленска.

Расход 21000 м<sup>3</sup>/с наблюдается только в весенний период бурного таяния снега в бассейнах Лены и Витима. Взлом ледового покрова при этих расходах воды приводит к образованию мощных заторов льда с катастрофическими последствиями. В летний период расходы воды более 21000 м<sup>3</sup>/с практически не наблюдаются.

Расход 25000 м<sup>3</sup>/с также наблюдается только в весенний период бурного таяния снега в бассейнах Лены и Витима. Взлом ледового покрова при этих расходах воды приводит к образованию мощных заторов льда с катастрофическими последствиями.

Расход 35000 м<sup>3</sup>/с целесообразно отнести к гипотетическому. Прохождение подобных расходов воды возможно только при совпадении редких событий, ответственных за формирование стока на вышележащей части бассейна Лены. Расчеты были проведены с определенной целью и показали, что даже невероятно высокие расходы воды не приводят в период открытого русла к катастрофическим наводнениям. Большая часть территории, на которой расположены населенные пункты, не затапливается.

Перепады уровней водной поверхности в период открытого русла различаются незначительно — от 11,7 до 12,4 м. Во-первых, это объясняется осреднением данных по участку длиной более 150 км.

Во-вторых, рост перепада уровней наблюдается только в момент наполнения русла. При затоплении пойменных поверхностей перепад уровня уменьшается. Рост уровня при расходах от  $30000 \text{ м}^3/\text{с}$  и более объясняется пределом затопления поверхности поймы и сосредоточением потока в бровках надпойменных террас.

Расчеты течения при ледовом покрове проведены с целью определения коэффициента шероховатости, а также перепада уровней воды по длине участка и модуля скорости течения. С этой целью для калибровки модели взяты реальные уровни по водомерным постам Ленск и Нюя, а также расходы по р. Лене  $690 \text{ м}^3/\text{с}$  и Нюе  $8 \text{ м}^3/\text{с}$ . При этом из измеренных уровней вычленили толщину погруженного льда, которая была принята  $140 \text{ см}$  (средняя толщина льда суровой зимы). Условия расчета соответствуют концу зимнего периода. Коэффициент шероховатости для зимнего периода оказался равным  $n = 0,04$ .

#### *Компьютерное моделирование заторного наводнения 2001 г*

Двухслойная математическая модель водно-ледяного потока [36] достаточно сложна в численной реализации. Кроме того, ряд параметров этой модели (и в первую очередь коэффициент гидравлического трения льда о берега) являются неизвестными или недостаточно изученными. В дальнейших исследованиях предполагается разработка соответствующей программы расчета, а также проведение физических экспериментов и сбор натурных данных по заторам с целью построения обоснованных функциональных зависимостей для параметров математической модели. В настоящем исследовании построена простейшая модель ледового затора, которая, тем не менее, достаточно хорошо согласуется с измерениями в наводнение 2001 г.

*Основными постулатами этой модели являются следующие:*

места образования заторов известны;

сплошность покрытия льдом водной поверхности на подходе к затору известна (эта величина влияет на скорость распространения кромки затора вверх по течению);

скорость движения льда в заторе пренебрежимо мала по сравнению со скоростью течения воды;

коэффициент шероховатости льда в заторе известен и постоянен. Суммарный коэффициент шероховатости получается сложением коэффициента шероховатости открытого потока и коэффициента шероховатости в потоке подо льдом;

максимальная длина заторного поля известна;

время начала образования затора и время его разрушения известны;

на рассматриваемом участке реки затор только один, но может располагаться в разных местах участка;

суммарные расходы воды и льда на входных границах расчетной области (их может быть несколько) известны;

с учетом перечисленных выше допущений была разработана одномерная математическая модель и программа расчета образования и развития заторов в районе г. Ленска. На этом участке известно 6 постоянных заторных мест;

на основе цифровой модели рельефа с помощью специально разработанной программы для участка были построены 95 поперечников русла и долины реки, расположенных на расстоянии около 1,5 км друг от друга, с шагом 25 м между вертикалями поперечников (на некоторых поперечниках число вертикалей достигало 400).

Поперечники послужили основой для построения одномерной математической модели течения, которая позволила моделировать прохождение паводков и половодий на рассматриваемом участке, включая образование ледовых заторов. Модель основана на численном решении одномерных уравнений Сен-Венана по оригинальному алгоритму [49] и дополнена простейшей моделью нарастания длины затора в зависимости от концентрации подходящего к затору льда и скорости течения у передней кромки затора.

*Исходными данными для модели служат:*

гидрограф во входном створе рассматриваемого участка, в качестве которого принимался гидрограф гидрометрического поста Крестовский, с учетом времени добегающего, соответствующего 12 часам;

гидрограф р. Нюи (задавался постоянным:  $Q = 100 \text{ м}^3/\text{с}$ );

сплошность льда во входном створе (принималась в диапазоне 0,5 – 0,7);

место образования затора (одно из четырех заданных, начиная с приверха о-ва Батамайского);

коэффициенты шероховатости (по Маннингу) русла ( $n=0,021$ ) и поймы реки ( $n=0,05$ ) в безледном потоке (определялись путем калибровки модели по фактическим данным);

коэффициент шероховатости затора (ледовой поверхности), который определялся по натурным данным для зимнего подледного потока с учетом корректировки на повышенную шероховатость льда в заторе (принимался равным  $n = 0,03$ );

максимальная длина затора (принималась по фактическим данным, либо больше длины расчетной области);

время начала образования и разрушения затора (принимались по фактическим приближенным данным).

На выходной границе потока ставилось «неотражающее» граничное условие, соответствующее связи расходов и уровней по уравнению Шези при заданном уклоне водной поверхности (принимался  $I = 0,0001$ ).

Моделирование реального паводка 2001 г. с приведенными выше значениями расчетных параметров дало максимальный заторный уровень на водомерном посту Ленск, равный 171,8 м, что на 0,3 м меньше наблюдаемого в действительности (рис. 4). Принимая во внимание, что специальная «подгонка» параметров при этом не производилась, такое совпадение следует считать хорошим. Близка к реальной и динамика изменения уровней во времени. Продольные профили водной поверхности с учетом затора также представлены на рис. 4 для различных моментов времени на подъеме паводка. Следует учесть, что одновременно с затором в районе о-ва Батамайского образовался еще один затор ниже Нью. В рамках рассматриваемой модели оказалось возможным воспроизвести эти заторы как один непрерывный, причем в этом случае рассчитанные заторные уровни в г. Ленске оказались выше наблюдаемых на 0,3 м.

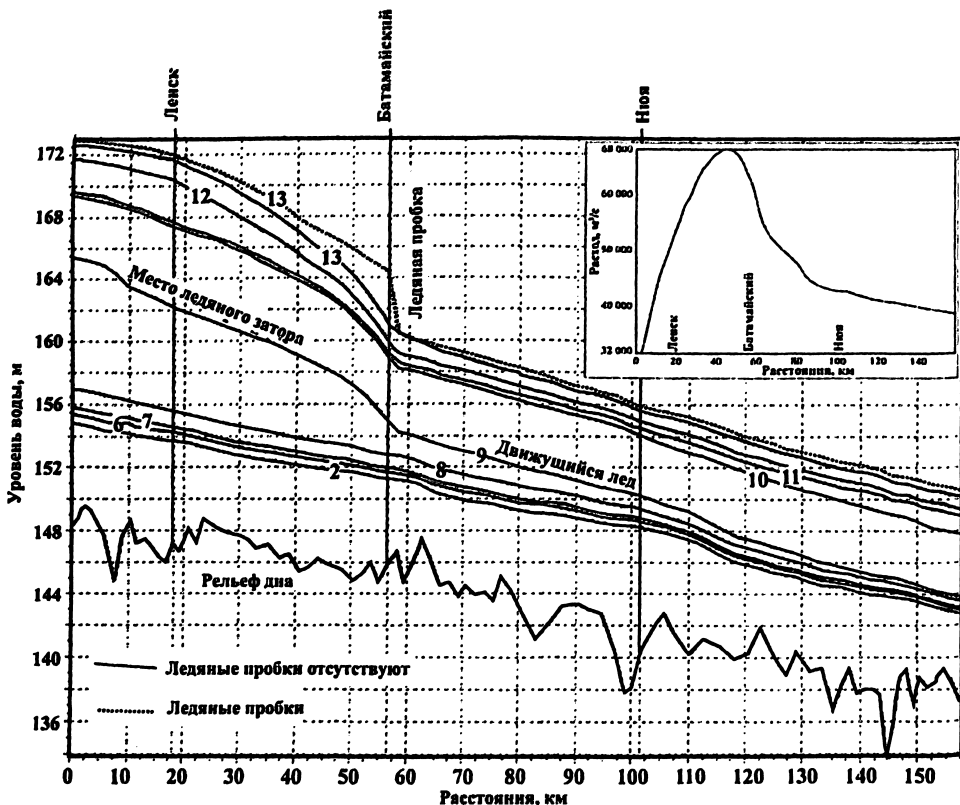


Рис. 4. Динамика изменения уровня водной поверхности в заторное наводнение 2001 г. (цифры на линиях обозначают время в сутках от начала расчета).

Проводилось также исследование влияния высоты затора в створе его образования на уровни в Ленске. При высоте ледовой плотины 4 м над максимальным (при безледном режиме) уровнем воды в этом створе уровень на водомерном посту Ленск поднялся всего на 0,2 м (рис. 4). Это указывает на то, что во многих случаях (особенно при большой длине затора) высота затора в створе его образования не оказывает существенного влияния на уровни затопления.

При быстром разрушении затора возникает волна прорыва, первоначальные (пиковые) расходы воды в которой достигали 58000 м<sup>3</sup>/с, что почти в два раза превышает максимальные расходы на входной границе. Однако этот расход быстро расплывается по длине участка и во времени.

Для построения максимальных зон затопления поймы в условиях нескольких последовательно расположенных заторов были проведены расчеты по двумерной численной модели [47]. С некоторым запасом принималось, что на рассматриваемом участке образовался сплошной затор, причем расход воды равен 32000 м<sup>3</sup>/с (максимальный за период половодья 2001 г.). В такой постановке уровень затопления в районе г. Ленска составил 172,25 м, что очень близко к наблюдаемым значениям. В других створах рассматриваемого участка реки уровни, возможно, несколько завышены (так, в районе Нью примерно на 0,6 м). Фрагмент расчета максимальной глубины затопления поймы представлен на рис. 5. При максимальном развитии затора пойма оказывается затопленной практически по всей ширине, т.е. уровни затопления близки к экстремально высоким, что свидетельствует о редкой повторяемости паводка 2001 г. Наряду с определением масштаба наводнения определены векторы скоростей течения на затопленной территории, что позволяет определить максимальные динамические нагрузки на имеющиеся в долине сооружения.

### ***Выводы***

Результатом выполненных исследований явилась компьютерная гидравлическая модель участка долины р. Лены на район г. Ленска длиной 157 км. Проведенные расчеты для пиковых расходов паводков половодья дали удовлетворительные результаты, и согласующийся с измеренными на водомерных постах Ленск и Нью уровнями. При этом расхождение в уровнях составило от 0 до 30 см. Наиболее удовлетворительное совпадение расчетных уровней с наблюдаемыми имеет место у г. Ленска. Максимальные расхождения отмечены по водомерному посту Нью (что, возможно, связано с впадением притока — р. Нью).

Выполнены расчеты и исследована динамика затопления пойменных территорий при увеличении расхода от зимней межени до мак-



симального наблюдаемого в условиях свободного потока. При этом отдельные участки поймы попадают в зону слабых и средних разрушений.

Построены одномерная и двумерная численные модели развития заторного наводнения, показавшие достаточно хорошие результаты для катастрофического наводнения 2001 г. Определены площади и глубина затопления территории при формировании гидрографа весеннего половодья, соответствующего 2001 г.

Проведенные численные исследования наводят на мысль о том, что максимальные заторные уровни на участке реки с большим числом достаточно часто расположенных заторообразующих створов при прохождении расхода определенной повторяемости равны уровням подледного потока при этом расходе (т.е. при условии сплошного затора на рассматриваемом участке). Эта гипотеза (при условии ее подтверждения натурными данными по другим объектам) даст возможность оценить повторяемость тех или иных заторных уровней и спроектировать мероприятия по минимизации ущербов.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Борсук О.А., Зайцев А.А., Кирик О.М., Лодина Р.В., Чалов Р.С. Руслые процессы на средней Лене (от Витима до Покровска). //Эрозия почв и руслые процессы. Вып. 13. М.: МГУ.
2. Зайцев А.А., Савцова Т.М. Скульптурный и аккумулятивный рельеф врезанных русел рек Восточной Сибири и особенности его формирования. //Геоморфология. №4. 1994.
3. Руднев А.С. Особенности ледового режима рек бассейна Лены (на примере 1968-69 гидрологического года). В сб.: Вопросы географии Якутии. Л.: Гидрометеиздат. 1973.
4. Водные пути бассейна Лены. Под редакцией Чалова Р.С., Панченко В.М., Зернова С.Я. М.: МИКИС. 1995.
5. Руслый режим рек Северной Евразии (в пределах бывшего СССР). Под редакцией Чалова Р.С. М. 1994.
6. Беликов В.В., Зайцев А.А., Милитеев А.Н. Численное моделирование кинематики потока на участке неразмываемого русла. //Водные ресурсы. Том 28. №6. 2001.
7. Беркович К.М., Зайцев А.А., Лодина Р.В., Чалов Р.С. Руслые процессы на больших реках Восточной Сибири с галечно-валунным аллювием и особенности их регулирования. //Вестник МГУ. Сер. 5. География. №3. 1985.
8. Зайцев А.А. Режим уровней и уклонов на валунно-галечных перекатах и скальных выступах в руслах крупных рек. //Метеорология и гидрология. №12. 1989.
9. Великанов М.А. Гидрология суши. Л.: Гидрометеиздат. 1948.
10. Шуляковский Л.Г. К модели процесса вскрытия рек. //Труды Гидрометцентра СССР. Вып. 112. 1972.

11. Лисер И.Я. Весенние заторы на реках Сибири. Л.: Гидрометеиздат. 1967.
12. Нежиховский Р.А., Ардашева Г.В., Бузин В.А., Саковская Н.П. Прогнозы заторов льда на крупных реках Сибири и Дальнего Востока. // Труды ГГИ. Вып. 248. 1978.
13. Зайцев А.А. Роль ледостава и весеннего ледохода в процессе формирования русла крупной реки (на примере среднего течения р. Лены). В кн. «Водохозяйственные проблемы русловедения». Труды Академии водохозяйственных наук. М. 1994.
14. Берденников В.П. Динамические условия образования заторов льда на реках. //Труды ГГИ Вып. 110. 1964.
15. Берденников В.П. Модельные исследования механизма заторообразования для обоснования схемы ледозадержания на р. Днестре и определении ледовых нагрузок. //Труды ГГИ. Вып. 219. 1974.
16. Болотников Г.И. Полуэмпирическая модель процесса формирования заторов льда. //Труды ГГИ. Выпуск 309. 1985.
17. Бузин В.А., Шаночкина В.С. Прогнозы максимальных заторных уровней воды рек Амура и Усури. //Труды ГГИ. Вып. 309. 1985.
18. Донченко Р.В. Ледовый режим рек СССР. Л.: Гидрометеиздат. 1987.
19. Комов Н.И. Весенние заторы льда в низовьях Лены. //Труды ААНИИ. т. 283. 1968.
20. Коновалов И.М., Баланин В.В. Основные характеристики заторов льда на реках и способы их предупреждения. //Труды ЛИВТ. Вып. 30. 1962.
21. Лисер И.Я. О закономерностях весеннего заторообразования на реках Сибири, их учет при организации борьбы с заторами. //Труды координационных совещаний по гидротехнике. Вып. 56. 1970.
22. Методические указания по борьбе с заторами и зажорами льда (ВСН-025-70). Минэнерго СССР. Л.: Энергия. 1970.
23. Нежиховский Р.А., Бузин В.А. Условия образования и прогнозы образования заторов льда на реках. //Метеорология и гидрология. №5. 1977.
24. Нежиховский Р.А., Ардашева Г.В. и др. Прогнозы заторов льда на крупных реках Сибири и Дальнего Востока. //Труды ГГИ. Выпуск 248. 1978.
25. Попов Е.Г. Заторы льда и проблемы борьбы с ними. //Метеорология и гидрология. №8. 1968.
26. Проскураков Б.В., Берденников В.П. Методы оценки мощности заторов и зажоров льда на реках при использовании опорных кривых. // Труды ГГИ. Вып. 201. 1973.
27. Руднев А.С. К вопросу предсказания заторных уровней на р. Лене. //Труды IV Всесоюзного гидрологического съезда. Л.: Гидрометеиздат. т. 7. 1976.
28. Руководство по гидрологическим прогнозам. Вып. 3. Прогноз ледовых явлений на реках и водохранилищах. Л.: Гидрометеиздат. 1989
29. Самочкин В.М. Особенности образования заторов и зажоров на реках Сибири. М.: Транспорт //Труды НИИЖТ. Выпуск 60. 1967.
30. СНиП 2.06.04-82. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР. 1989.



31. Софер М.Т. Опыт расчета толщины затора льда и его влияние на высоту подъема уровней. //Труды координационных совещаний по гидротехнике. Вып. 42. 1968. 196-205
32. Чижов А.Н., Козицкий И.Е., Бузин В.А. //Труды ГГИ. Вып. 219. 1974.
33. Шуляковский Л.Г. Условия образования заторов и возможности прогноза ледяных заторов при вскрытии рек. //Труды координационных совещаний по гидротехнике. 1970.
34. Шуляковский Л.Г. К модели процесса вскрытия рек. //Труды Гидрометцентра СССР. Вып. 49. 1972.
35. Kennedy I.F. Ice jam mechanics. In. Proc. IAHR Symposium of Ice problems. Napover, 1975.
36. Зайцев А.А., Милитеев А.Н. Ледовые заторы и русловые процессы на реке Лене. //»Безопасность энергетических сооружений» М.: ОАО «НИИЭС». Вып. 11. 2003.
37. Егоров В.Ф., Зайцев А.А. Применение программно-аппаратного комплекса и спутникового координирования при проведении изысканий на водных путях. В кн. «Современное состояние водных путей и проблемы русловых процессов». М.: Географический факультет МГУ. 1999.
38. Зайцев А.А., Ильясов А.К., Кирик О.М., Савельев Р.А. Электронные карты русловых процессов. //Эрозия почв и русловые процессы. Вып. 13. М.: МГУ.
39. Беликов В.В., Зайцев А.А., Милитеев А.Н. Математическое моделирование сложных участков русел крупных рек. //»Водные ресурсы». Т. 34. № 6. 2002.
40. Беликов В.В., Волченков Г.Я. //Гидравлика дорожных водопропускных сооружений. Саратов: СПИ. 1985.
41. Гришанин К.В. Динамика русловых потоков. Л.: Гидрометиздат. 1979.
42. Ляхтер В.М., Милитеев А.Н. //Водные Ресурсы. №3. 1981.
43. Милитеев А.Н. Гидравлические исследования в энергетике и водном хозяйстве. //Труды Гидропроекта. М.: Энергия. 1983.
44. Милитеев А.Н., Базаров Д.Р. //Водные Ресурсы. №1. 1999.
45. Милитеев А.Н., Петров П.Г., Беликов В.В. //Динамика и термика рек, озер, водохранилищ и окраинных морей. М.: ИВП РАН. Т.2. 1989.
46. Беликов В.В. Вычислительный комплекс TRIANA - генератор сеток треугольных конечных элементов в произвольных плоских областях. // ГосФАП СССР. П007705. 1984.
47. Беликов В.В., Милитеев А.Н. Комплекс программ для расчета речных течений «FLOOD». Российское агентство по патентным и товарным знакам. Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ. № 2002610941. М.: 2002.
48. Беликов В.В., Милитеев А.Н., Кочетков В.В. Комплекс программ для расчета волн прорыва «Бор». Российское агентство по патентным и товарным знакам. Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ № 2001610638. М., 2001.
49. Беликов В.В., Милитеев А.Н., Кочетков В.В. Комплекс программ «RIVER» для расчета течений в системе русел. Российское агентство по патентным и товарным знакам. Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ. № 2002610938. М.: 2002.

## ОСОБЕННОСТИ ЛЕДОВОГО РЕЖИМА РЕК БАСЕЙНА СЕВЕРНОЙ ДВИНЫ И ИХ ВЛИЯНИЕ НА НАРУШЕНИЕ ГИДРОЭКОЛОГИЧЕСКОЙ БЕЗОПАСНОСТИ ТЕРРИТОРИИ<sup>1</sup>

*Каинова С.А., аспирант, Фролова Н.Л., кандидат геогр. наук  
(МГУ имени М.В. Ломоносова)*

Активное вовлечение в хозяйственную сферу территориальных, земельных, лесных, сырьевых, водных, энергетических и других ресурсов речных бассейнов сопровождается комплексом негативных последствий. Они обуславливают опасное изменение экстремальных расходов воды, направленности и интенсивности русловых деформаций, качества воды, состояния водных экосистем, условий жизнедеятельности населения, т.е. приводят к нарушению гидроэкологической безопасности речных бассейнов. Природный тип нарушения гидроэкологической безопасности связан с естественным риском возникновения такого уровня гидрологических процессов, при котором возникает опасность жизнедеятельности населения, угроза больших экономических и экологических ущербов [1]. Для рек бассейна Северной Двины кризисные экологические ситуации возникают во время разливов речных вод в период половодья и формирования заторов льда. Поэтому изучение различных фаз ледового режима рек (замерзание, ледостав и вскрытие), непосредственным образом влияющих на особенности весеннего половодья и образование заторов льда, является важной научной и практической задачей.

Стационарные наблюдения за ледовыми явлениями на реках бассейна Северной Двины начаты одновременно с изучением уровенного режима. Наиболее ранние из них относятся к 1876 – 1885 гг. (рр. Северная Двина, Сухона, Вычегда), что позволяет дать подробную оценку пространственной и временной изменчивости характеристик ледового режима.

Реки бассейна Северной Двины характеризуются устойчивым ледоставом. Исключения составляют отдельные участки сильно порожистых и карстовых рек и некоторых рек, вытекающих из озер. Здесь ледостав неустойчив, а иногда и вовсе отсутствует [2].

Характеристики ледового режима рек определяются, в первую очередь, климатическими факторами, но также зависят от морфологических особенностей русла и гидравлических свойств потока. Так, для малых рек (рр. Тиксна, Ема, Енанга) процесс замерзания происходит путем смерзания заберегов при незначительной толщине

<sup>1</sup> Исследования выполнены в рамках ФЦП «Университеты России» (проект 8.6.1), при финансовой поддержке администрации Вологодской области, РФФИ (проект N 0305 - 64306)

не льда. Для средних рек (р. Вычегда) характерно образование заберегов и льдин: после 2 – 3 суток проходит ледоход. Формирование ледяного покрова по длине реки происходит при образовании перемычек в местах снижения ледопроемной способности потока. Для больших и средних рек (р. Северная Двина), особенно в годы с повышенной водностью и неустойчивыми погодными условиями, замерзание сопровождается образованием шуги и движением ее вниз по течению. На участках с повышенными уклонами образуются зазоры льда. Выше мест их возникновения вода выходит на лед, образуя слуд или наледи. Однако такие подъемы уровня непродолжительны, и на большинстве рек, за редким исключением, не превышают 50 – 100 см. Например, средний зазорный подъем уровня для д. Медведки (р. Северная Двина) составляет 140 см, а для г. Сыктывкар (р. Вычегда) — 120 см.

Ледообразование в устьевой области начинается как со стороны взморья и мелководных участков дельты, так и со стороны реки. Относительно более поздние сроки ледообразования наблюдаются в вершине дельты в районе г. Архангельска, где сказывается влияние сброса теплых городских и промышленных вод. Ледообразование на участке устьевой области с морским режимом заканчивается образованием устойчивого припая [3].

Установление ледостава на больших реках отличается некоторыми особенностями. На р. Северной Двине он раньше (в среднем на 8–10 дней) наступает в низовьях, занимающих наиболее северное положение. Благодаря нарастанию по направлению к верховьям реки континентальности климата низовья р. Вычегды замерзают позднее, чем верховья. Разница в сроках установления ледостава по длине р. Сухоны связана с различием в уклонах водной поверхности. Средние сроки замерзания за периоды 1938 – 1988 гг. рр. Сухоны и Северной Двины представлены на рис. 1. Посты р. Северной Двины подписаны вертикально, р. Сухоны — горизонтально. По оси абсцисс указано расстояние от устья р. Северной Двины. На графике видно, что раньше река замерзает у с. Усть-Пинеги и позднее в среднем течении р. Сухоны. Для участка в районе с. Усть-Пинеги более ранние сроки замерзания связаны с впадением холодных вод р. Пинеги, а для средней Сухоны сроки определяются наличием перекатов.

Средняя продолжительность ледостава на реках бассейна Северной Двины колеблется от 144 до 185 дней. На порожистых участках Сухоны она сокращается до 144 – 150 дней, на северо-востоке бассейна увеличивается до 185 дней.

## Безопасность энергетических сооружений

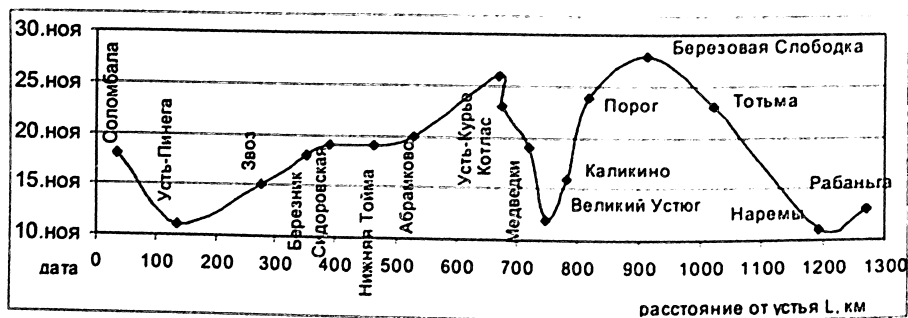


Рис. 1. Процесс замерзания на рр. Северная Двина и Сухона

Весенние процессы на реках начинаются с таяния снега на льду. Под напором прибывающей с водосбора воды в ледяном покрове появляются трещины, закраины; отдельные поля всплывают, происходит подвижки льда, переходящие потом в ледоход, нередко заторы льда. Таким образом процесс вскрытия определяют как тепловые, так и механические факторы.

На р. Северной Двине раньше вскрываются участки ниже впадения рр. Сухоны, Юга (г. Великий Устюг) и Ваги (д. Березник) (рис. 2). Вскрытие рр. Сухоны и Вычегды происходит очень дружно — в среднем в течение 3 дней. Для р. Северной Двины продолжительность этого периода составляет в разные годы от 8 до 25 дней. В исключительных случаях вскрытие р. Северной Двины может произойти в течение 2 дней. Таким образом, процесс вскрытия р. Северной Двины определяется характером вскрытия притоков, т.е. энергией волны половодья главных притоков.

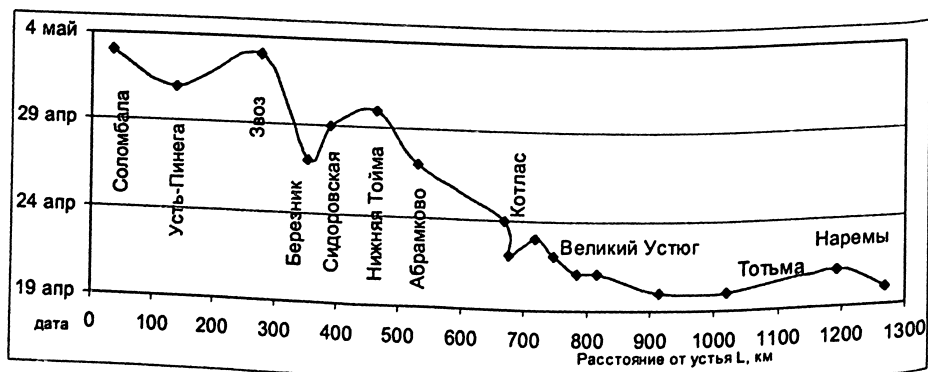


Рис. 2. Процесс вскрытия рр. Северной Двины и Сухоны

Процесс вскрытия в устьевой области имеет ряд особенностей. Вскрытие и ледоход в рукавах дельты начинаются в их истоках одновременно с вскрытием р. Северной Двины у г. Архангельска. Первым вскрывается судоходный рукав Маймакса, где лед искусственно взламывается ледоколами. Вскрытие рукавов нередко сопровождались заторами льда. Естественный ход вскрытия нарушается искусственным разрушением льда, сбросом теплых вод ТЭЦ и сточных вод промышленных предприятий, загрязнением поверхности льда. Благодаря влиянию города ледоход в районе г. Архангельска в последнее время стал начинаться на несколько дней раньше прежних сроков [3].

Раньше по сравнению с другими вскрываются озерные и карстовые реки. Например, р. Емца у с. Сельцо весной очищается ото льда, как правило, без ледохода (лед тает на месте) в среднем на 10 — 15 дней раньше ближайших некарстовых рек. На отдельных участках карстовые реки вообще не замерзают (р. Емца у ж/д моста, р. Шелекса у д. Конец).

По характеру ледового режима бассейн р. Северной Двины можно разделить на три крупных района: Восточный (бассейн р. Вычегды), Южный (бассейн рр. Сухоны и Юга), Центральный (р. Северная Двина и ее притоки в среднем и нижнем течении).

Общее направление движения воды в бассейне р. Вычегды с северо-востока на юго-запад определяет процессы вскрытия и замерзания. Бассейн замерзает сверху вниз и вскрывается снизу вверх. Таким образом, заторы наблюдаются в бассейне крайне редко, зато заторы являются необходимым условием замерзания рек бассейна.

Бассейн р. Сухоны отличает субширотное расположение. Благодаря этому факту вскрытие и замерзание происходит практически одновременно. На ледовый режим в верховьях бассейна оказывает влияние Кубенское озеро, а в среднем течении — порожистые участки.

Для рек остальной части бассейна (р. Северная Двина с главными притоками — рр. Пинега и Вага) характерно общее направление течения с юга на север. Поэтому вскрытие происходит под действием энергии волны половодья, процесс вскрытия сопровождается заторами льда на поворотах и сужениях русла.

При составлении краткосрочного прогноза дат вскрытия на реках бассейна Северной Двины возможно использовать как зависимости дат ледовых явлений от температурных показателей, так и зависимости дат наступления явлений от ситуации на вышележащих участках бассейна. Так для р. Сухоны у г. Великий Устюг используют связь с датой перехода через  $0^{\circ}\text{C}$  с учетом интенсивности

потепления за 5 суток. Для краткосрочного прогноза дат вскрытия р. Северная Двина у с. Усть-Пинега пригодны связи с датами вскрытия р. Сухоны у г. Великий Устюг и г. Тотьма, которые дают коэффициенты корреляции 0,71 и 0,72 соответственно.

Сравнение карт характеристик ледового режима для рек бассейна Северной Двины, построенных отдельно для 1881 – 1937 гг. и для 1938–1988 гг. показало, что за последние 50 лет в целом сроки вскрытия практически не изменились: процесс замерзания начинается на 2 – 3 дня раньше (главным образом для восточной части бассейна).

Имеющиеся для рек бассейна Северной Двины ряды наблюдений за характеристиками ледового режима продолжительностью более 100 лет позволяют использовать как традиционные методы анализа временной изменчивости (разностные интегральные кривые), так и новые математические аппараты, такие как вейвлетное преобразование, предназначенные специально для оценки нестационарных гидрометеорологических процессов и позволяющие наглядно представить разложение ряда. Последний метод уже нашел широкое применение в метеорологии [4]. В отличие от традиционного разложения Фурье, представляющего процесс как сумму гармоник разной частоты, вейвлетное преобразование использует короткие «всплески», совершенно одинаковые, но разнесенные по времени — сжатые или растянутые.

Значения вейвлетного преобразования ниже нуля затемнены. Признаком цикла можно считать чередование областей пониженных и повышенных значений. Признаком тренда может служить смена положительной области на отрицательную (либо наоборот) в нижней части рисунка (т.е. при больших масштабах). Это наглядно показано на рис. 3.

Для исследования временной изменчивости ледового режима рек бассейна Северной Двины были взяты следующие характеристики:

даты вскрытия и замерзания по постам р. Северная Двина — с. Усть-Пинега и р. Сухона — г. Тотьма и г. Великий Устюг (за период 1881 – 1999 гг.);

максимальные толщины льда по постам р. Северная Двина — с. Усть-Пинега и в/п Соломбала (за период 1934 – 1999 гг.);

максимальные уровни воды по постам р. Северная Двина — в/п Соломбала (за период 1752 – 1999 гг.) и р. Сухоны — г. Великий Устюг (за период 1881 – 2003 гг.);

индекс Вангенгейма для восточного, западного и северного переноса (по метеостанции г. Великий Устюг за период 1891 – 1999 гг.);

и среднезимние температуры воздуха (по метеостанции г. Архангельска за период 1814 – 2000 гг.).

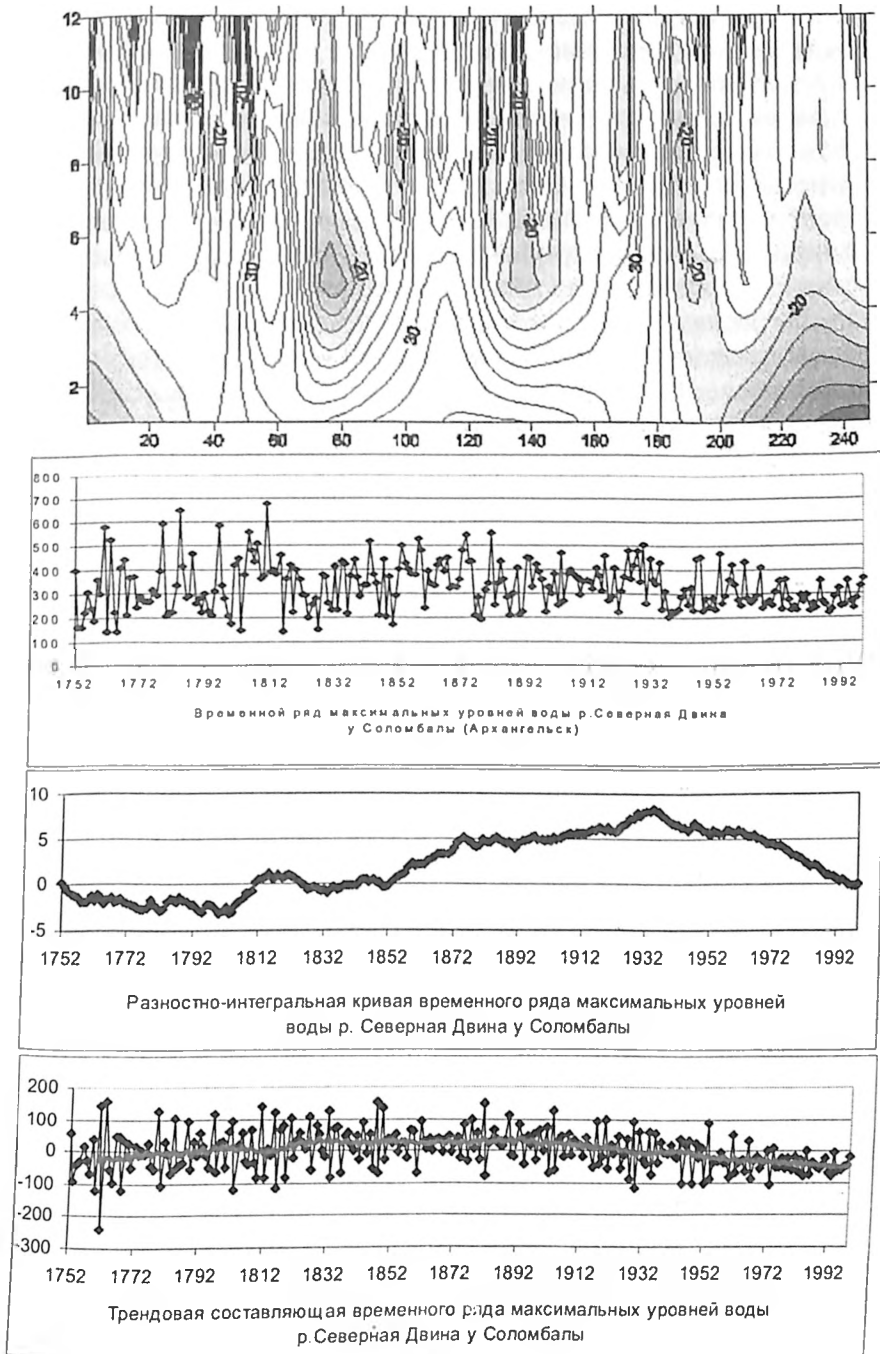


Рис. 3. Вейвлетнос преобразование временного ряда максимальных уровней воды р.Северная Двина у Соломбалы (Архангельск)

Ниже приведен краткий анализ полученных результатов.

При анализе временной изменчивости дат вскрытия и замерзания использовались данные за период более 100 лет по трем пунктам, расположенным в разных частях бассейна, что позволяет оценить не только временную изменчивость, но и пространственное распределение данного элемента ледового режима по территории бассейна. Рисунки вейвлетного преобразования для постов Тотьма и Великий Устюг практически идентичны. В целом для Тотьмы и Великого Устюга отмечается общая тенденция к более позднему ледоставу. За последние 100 лет выделяются периоды более раннего ледостава (конец 19 в. — начало 20 в.; 40 — 60-е гг. 20 в.), а также периоды более поздних дат замерзания рек (20 — 30-е гг. 20 в.; конец 20 в.). В нижнем течении Северной Двины ситуация несколько отличается: начиная с 60-х гг. прошлого века Северная Двина замерзает ранее среднемноголетних значений.

В отличие от процесса замерзания на процесс вскрытия нередки воздействия человека. Это связано с тем, что регулярно заторы в бассейне приносят значительный ущерб. В последние 30 — 40 лет верхняя часть бассейна Северной Двины характеризуется более ранним вскрытием, в это же время для низовьев сроки вскрытия близки к среднемноголетним значениям.

Колебания толщины льда в нижнем течении р. Северной Двины тесно связаны с колебаниями зимних температур, хотя для в/п Соломбала отмечается четкое влияние города.

Для показателей атмосферной циркуляции за период 1891 — 1999 гг. отмечается четкая тенденция. Значение индекса Вангенгейма (т.е. количество дней с преобладающим направлением ветра) для западной циркуляции уменьшилось, для восточной — увеличилось, по видимому, это означает изменение направления преобладающей циркуляции. Восточные ветры для данной территории приносят более сухую и холодную погоду.

Некоторые особенности временной изменчивости можно отметить и для рядов максимальных уровней воды. Посты Соломбала и Великий Устюг расположены у крупнейших городов бассейна, для которых опасны заторные наводнения. Для обоих городов проводятся работы по предупреждению наводнений. Следует отметить повышение уровня до 1890 г., снижение амплитуды колебаний уровня и общее снижение максимальных уровней после 1910 — 1920 гг. Ледокольные работы у г. Архангельска позволили значительно снизить частоту образования заторов, что и сказалось на размахе колебаний уровня. По вейвлетному преобразованию временного ряда макси



мальных уровней воды р. Сухоны у г. Великий Устюг за 1881 — 2003 гг. выделяются периоды с увеличением максимальных уровней воды (30-е и 60-е годы).

Как уже отмечалось, весенний ледоход в бассейне реки Северная Двина проходит интенсивно, при высоких уровнях воды и сопровождается заторами льда. Заторообразование характерно для начальной стадии вскрытия, когда энергия волны половодья относительно мала, лед не разрушен, в плавучем льде представлено много крупных ледяных полей, провоцирующих заторообразование. Заторы нередко начинаются при подвижках льда. Их формирование часто вызвано несинхронностью волн половодья на основной реке и ее притоках (д. Березник, р. Северная Двина). Место образования заторов в общем случае изменяется от года к году. На больших реках они чаще стационарны. Так регулярны заторы на резких поворотах у д. Орленцы на р. Северной Двине и д. Опоки на р. Сухоне и при разделении реки на многочисленные рукава в дельте р. Северная Двина.

В бассейне Северной Двины 114 заторных участков, на 60 проводятся либо проводились гидрологические наблюдения (рис. 4.). Повторяемость заторов для отдельных участков достигает 86%. Заторные подъемы уровней колеблются от 80 см (рр. Верхняя Тойма, Яренга, Ежуга) до 100 — 150 см (рр. Северная Двина, Сухона, Пинега и др.).

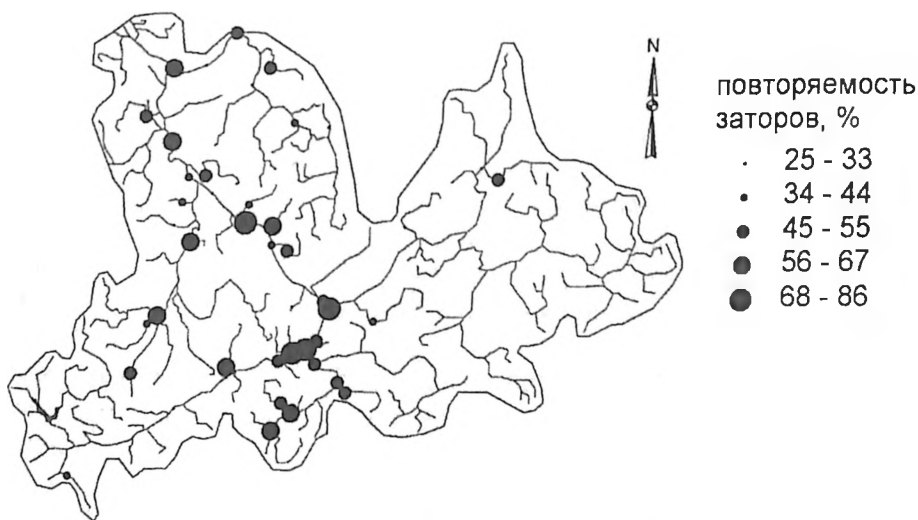


Рис. 4. Повторяемость заторов в бассейне р. Северной Двины

Ниже приведен краткий анализ полученных результатов.

При анализе временной изменчивости дат вскрытия и замерзания использовались данные за период более 100 лет по трем пунктам, расположенным в разных частях бассейна, что позволяет оценить не только временную изменчивость, но и пространственное распределение данного элемента ледового режима по территории бассейна. Рисунки вейвлетного преобразования для постов Тотьма и Великий Устюг практически идентичны. В целом для Тотьмы и Великого Устюга отмечается общая тенденция к более позднему ледоставу. За последние 100 лет выделяются периоды более раннего ледостава (конец 19 в. — начало 20 в.; 40 — 60-е гг. 20 в.), а также периоды более поздних дат замерзания рек (20 — 30-е гг. 20 в.; конец 20 в.). В нижнем течении Северной Двины ситуация несколько отличается: начиная с 60-х гг. прошлого века Северная Двина замерзает ранее среднемноголетних значений.

В отличие от процесса замерзания на процесс вскрытия нередко воздействия человека. Это связано с тем, что регулярно заторы в бассейне приносят значительный ущерб. В последние 30 — 40 лет верхняя часть бассейна Северной Двины характеризуется более ранним вскрытием, в это же время для низовьев сроки вскрытия близки к среднемноголетним значениям.

Колебания толщины льда в нижнем течении р. Северной Двины тесно связаны с колебаниями зимних температур, хотя для в/п Соломбала отмечается четкое влияние города.

Для показателей атмосферной циркуляции за период 1891 — 1999 гг. отмечается четкая тенденция. Значение индекса Вангенгейма (т.е. количество дней с преобладающим направлением ветра) для западной циркуляции уменьшилось, для восточной — увеличилось, по видимому, это означает изменение направления преобладающей циркуляции. Восточные ветры для данной территории приносят более сухую и холодную погоду.

Некоторые особенности временной изменчивости можно отметить и для рядов максимальных уровней воды. Посты Соломбала и Великий Устюг расположены у крупнейших городов бассейна, для которых опасны заторные наводнения. Для обоих городов проводят работы по предупреждению наводнений. Следует отметить повышение уровня до 1890 г., снижение амплитуды колебаний уровня и общее снижение максимальных уровней после 1910 — 1920 гг. Ледокольные работы у г. Архангельска позволили значительно снизить частоту образования заторов, что и сказалось на размахе колебаний уровня. По вейвлетному преобразованию временного ряда макси-

мальных уровней воды р. Сухоны у г. Великий Устюг за 1881 – 2003 гг. выделяются периоды с увеличением максимальных уровней воды (30-е и 60-е годы).

Как уже отмечалось, весенний ледоход в бассейне реки Северная Двина проходит интенсивно, при высоких уровнях воды и сопровождается заторами льда. Заторообразование характерно для начальной стадии вскрытия, когда энергия волны половодья относительно мала, лед не разрушен, в плавучем льде представлено много крупных ледяных полей, провоцирующих заторообразование. Заторы нередко начинаются при подвижках льда. Их формирование часто вызвано несинхронностью волн половодья на основной реке и ее притоках (д. Березник, р. Северная Двина). Место образования заторов в общем случае изменяется от года к году. На больших реках они чаще стационарны. Так регулярны заторы на резких поворотах у д. Орленцы на р. Северной Двине и д. Опоки на р. Сухоне и при разделении реки на многочисленные рукава в дельте р. Северная Двина.

В бассейне Северной Двины 114 заторных участков, на 60 проводятся либо проводились гидрологические наблюдения (рис. 4.). Повторяемость заторов для отдельных участков достигает 86%. Заторные подъемы уровней колеблются от 80 см (рр. Верхняя Тойма, Яренга, Ежуга) до 100 – 150 см (рр. Северная Двина, Сухона, Пинега и др.).

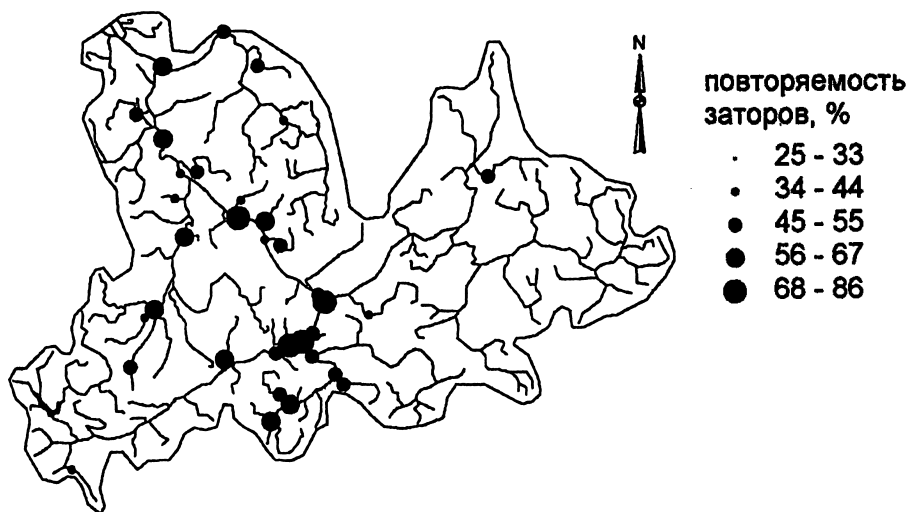


Рис. 4. Повторяемость заторов в бассейне р. Северной Двины

Общая ситуация вскрытия в бассейне была подробно рассмотрена для ряда лет, различных по водности и температурным условиям. В результате можно выделить следующие закономерности в распределение заторов в бассейне. В теплые многоводные и средневодные годы заторы образуются практически на всех заторных участках как в верховьях, так и в низовьях рек (1962, 1983 и 1955 гг.). В теплые маловодные годы заторы образуются в низовье р. Сухоны и в верховьях р. Ваги. Задерживая процесс вскрытия, они обеспечивают беззаторный проход льда по р. Северной Двине. В холодные годы заторы образуются равномерно, т.е. и в нижнем и в верхнем течении. Видимо этому способствует большее количество льда в бассейне. В целом количество заторов в холодные годы образуется меньше, чем в теплые и средние по температуре. В средние по температуре годы вскрытие происходит довольно быстро (до 10 дней), что обеспечивает образование заторов по всей длине рек. В маловодные годы нередко заторы в бассейне Вычегды, где процесс вскрытия происходит снизу вверх и поэтому заторы здесь крайне редки.

Таким образом, существует несколько сценариев процесса вскрытия в бассейне:

заторы образуются на Сухоне на всем ее протяжении или в нижнем течении, что задерживает вскрытие до того момента, когда Северная Двина освободится ото льда на достаточном расстоянии (1984, 1985, 1975 гг.);

вскрытие рек происходит в целом спокойно, но с небольшими непродолжительными остаточными заторами по всей длине рек (1966, 1988, 1964 гг.);

одновременное вскрытие достаточно протяженного участка реки или одновременное вскрытие реки и притока (1962, 1981, 1953 гг.).

В некоторые годы в бассейне могут наблюдаться несколько сценариев вскрытия. Например, в 1983 г. рр. Сухона и Юг вскрылись практически одновременно, что повлияло на образование затора в узле их слияния, вскрытие же бассейна р. Пинеги происходило постепенно, что также повлияло на образование остаточных заторов на этом участке.

Основную же роль при образовании заторов на конкретном участке играют местные условия, в том числе и проведение работ по подготовке рек к вскрытию и морфологические особенности заторного участка.

При составлении прогностических зависимостей для определения максимальных заторных уровней воды наиболее часто используются следующие характеристики: предледоставный уровень воды,

сумма отрицательных температур за зимний период, толщина льда, высота снежного покрова на льду, средняя температура за период вскрытия, интенсивность подъема уровня в период половодья и средний расход воды у кромки ледяного покрова.

Многообразие факторов и влияние местных условий на процесс заторообразования не позволяют составить единую методику прогноза. Например, при составлении прогноза для г. Великий Устюг в качестве предиктора использовали показатель  $\sqrt{\Delta Q(H_{\text{лед}} - h_n)}$ , где  $H_{\text{лед}}$  — уровень воды р. Сухоны у г. Великий Устюг в момент установления ледостава (см);  $h_n$  — максимальная толщина льда р. Сухоны у г. Великий Устюг за период ледостава (см);  $\Delta Q$  — интенсивность роста расхода воды р. Сухоны у г. Тотьма за период между первой подвижкой и предшествующим днем.

Большинство методик прогноза максимальных заторных уровней основано на построении верхней огибающей зависимостей. На рис. 5 приведены как прямая, соответствующая средним значениям, так и огибающая максимальных значений. В среднем огибающая дает превышение на 100 – 200 см. Прогноз, составленный на весну 2002 и 2003 гг. по уравнению, соответствующему средним значениям, дал хороший результат. Долгосрочный прогноз на весну 2003 г. — 555 см, среднесрочный — 569 см ( $H_{\text{лед}} = 104$  см,  $h_n = 57$  см). При вскрытии р. Сухоны весной 2003 г. образовался небольшой затор при слиянии Сухоны и Юга: фактический уровень составил 398 см. В районе города регулярно проводятся работы по подготовки реки к вскрытию, поэтому допустимо использовать в прогнозах среднюю прямую, а не огибающую.

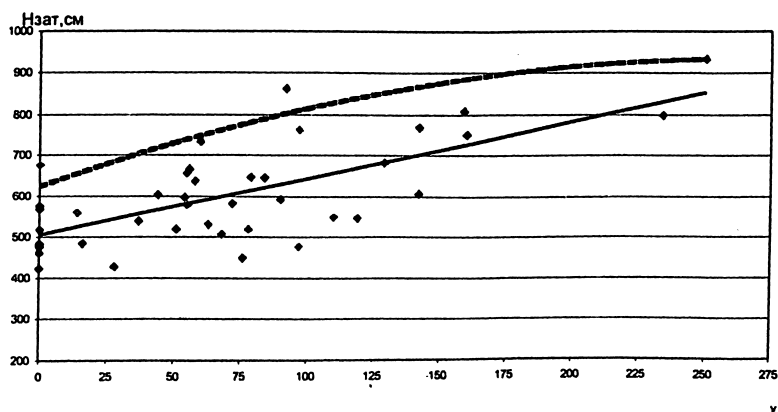


Рис. 5. Кривая для прогноза максимальных заторных уровней воды р. Сухоны у г. Великий Устюг

Заторы приносят значительные ущербы, причем источниками ущербов могут стать не только наводнения. При заторах в районе г. Великий Устюг караваны судов, следующих на р.Юг, спускаются по р. Сухоне вслед за ледоходами и вынуждены форсировать ледяные перемычки или простаивать в ожидании ликвидации заторов на среднем участке, в то время как нижняя Сухона бывает полностью свободна ото льда. Навигация на Юге продолжается 7 – 20 дней, причем ввиду отсутствия железнодорожного снабжения районов, прилегающих к указанной реке, снабжение производится исключительно водным путем (в 1959 году затор простоял 6 суток, что привело к угрозе срыва снабжения районов).

Известно, что в результате образования затора льда на основной реке в районе Приводинской РЭБ ледоход устремляется в левую протоку, где расположен затон Приводино, и причиняет большие повреждения отстаивающимся в этом затоне судам. В отдельные годы из затонов уносило ледоходом до 20 барж.

Затор в Котласе приносит :

сокращение навигации на Северной Двине и Юге, т.к. суда не могут выйти из затона Лимендского завода, расположенного на нижнем участке Вычегды и направиться на Юг;

обмеление основного рукава в связи с разработкой левобережных протоков;

ущерб городскому хозяйству Котласа и Котласской лесосплавной конторе из-за уноса древесины льдом.

При заторе у Тройной Горы и Вождоромки сокращается навигация на Северной Двине и Пинеге на 10 дней (на Пинеге навигация в течение 20 дней при высоких уровнях). Завоз грузов на Пинеге, как и на Юге, — только водным путем.

Опасными могут стать и сами ледовые явления, а не только их проявление в минимальном или максимальном стоке. Движущиеся льдины могут «срезать» берега и стать причиной разрушения объектов на берегу. Кроме того, нарушение сроков навигации (образование ледяного покрова и его вскрытие) может принести значительный ущерб.

Во время вскрытия рек и прохождения весеннего половодья происходит затопление прибрежных районов. Можно установить уровень половодья, критический с точки зрения ущерба имуществу и помех человеческой деятельности.

Реки в период наводнений, безусловно, опасны для многих видов человеческой деятельности, однако планирование мелиорации с целью предотвращения этих явлений осложняется ввиду необхо-

димости отказа от выгод естественно текущих рек, включая переполнение ими русла. В частности, контроль над наводнением с помощью защитных сооружений сводит на нет выгоды от обогащения почвы питательными веществами и от рыболовства. Таким образом, ограничение использования пойменных земель способствует уменьшению ущерба и одновременно увеличивает расходы, т.к. остаются незанятые территории [5]. В некоторых случаях населению выгодно в сезон наводнений переселяться на более высокие и безопасные территории.

Водные и околководные экосистемы в значительной степени адаптированы к наводнениям. В то время как отдельные звенья экосистем могут страдать от затопления и подтопления, для других (вероятно более многочисленных) наводнения полезны и даже необходимы.

Для территории бассейна Северной Двины наводнения могут быть вызваны следующими причинами: весеннее половодье (таяние снега), заторы и зажоры, ветровые нагоны, летне-осенние дождевые паводки.

Анализ максимальных уровней в бассейне за 51-летний период по 47 постам показал, что 82,6% максимальных уровней образуется за счет таяния снега, 17,0% имеют подпорное происхождение (либо затор, либо подпор притока главной рекой) и только 0,4% максимальных уровней приходится на летне-осенние паводки (т.е. всего 7 случаев).

Для некоторых постов бассейна (д. Медведки, г. Великий Устюг) именно заторы определяют максимальный годовой уровень. Если опасным уровнем считать уровень выхода на пойму, то по повторяемости выхода воды на пойму можно выделить особо опасные участки (рис. 6). Так, например, для населенных пунктов Тотьма, Усть-Пинега, Порог, Кулогоры и других угроза наводнений близка к нулю, т.к. берега достаточно высокие (от 20 м и выше) и пойма или вовсе отсутствует, или незначительна по ширине, а значит даже высокие уровни не приносят ущерба. Для других постов (Помоздино, Лунь и Филимоновская) вода выходит на пойму ежегодно. На некоторых участках в большинстве случаев именно заторы вызывают выход воды на пойму. Например, для поста Великий Устюг 91% максимальных годовых уровней, затопляющих пойму, имеют заторное происхождение. Особо опасны заторы и подпорные уровни для Котласа, Шенкурска, Палауза и других постов, где заторы в большинстве случаев вызывают выход воды на пойму. Размер ущерба и опасность наводнений определяются также плотностью населения

(рис. 7). Наиболее значительный ущерб приносят затопления городов Вологды, Великого Устюга, Сыктывкара и Архангельска.

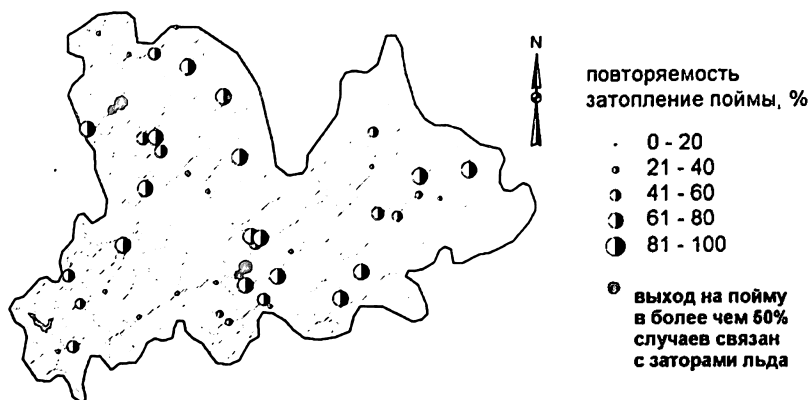


Рис. 6. Затопление поймы в бассейне р. Северной Двины

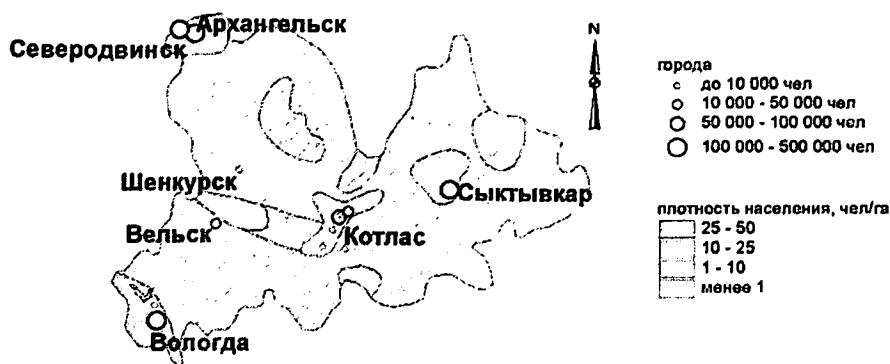


Рис. 7. Плотность населения в бассейне р. Северной Двины

Среднее превышение над критическим уровнем (уровнем выхода воды на пойму) для бассейна Северной Двины — 100 см. Для в/п Великий Устюг превышение составляет 213 см, для в/п Котлас — 87 см, а для в/п Сыктывкар — 79 см.

Максимальное превышение уровня выхода на пойму наблюдалось в 1953 г. у г. Великий Устюг и составило 544 см. Такое превышение уровня было вызвано затором. Превышение кри-



тического уровня на 3 м и более наблюдалось на следующих постах: д. Лунь (40%), г. Великий Устюг (18%), д. Засурье (14%), с. Емецк (10%), д. Березник (10%), д. Филяевская (8%), д. Усть-Курье (6%), с. Усть-Покшеньга (4%), с. Кузомень (4%). Для г. Великий Устюг и с. Емецк такие превышения имеют именно подпорное происхождение.

По площади и продолжительности затопления выделяют [6] 4 типа наводнений : катастрофические, опасные, высокие и средние.

Так, анализ данных о весенних уровнях на в/п Великий Устюг позволяет за период 1881 – 2003 гг. выделить четыре катастрофических наводнения (1929, 1936, 1979 и 1998 гг). Все четыре наводнения были вызваны заторами льда. Опасных наводнений за данный период было 9 (1895, 1903, 1906, 1923, 1948, 1953, 1957, 1959 и 1984 гг). Всего за 123-летний период произошло 45 наводнений, только три было вызвано половодьем без влияния заторов.

Таким образом, наводнения в бассейне Северной Двины могут иметь различные причины, но остаются опасным природным явлением, приносящим ущерб. Оценка территории с точки зрения подверженности наводнениям необходима для рационального использования земель и материальных средств.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Алексеевский Н.И., Фролова Н.Л. Гидроэкологическая безопасность территории: причины изменения и способы повышения надежности // Фундаментальные проблемы воды и водных ресурсов на рубеже третьего тысячелетия. Томск. 2000.
2. Ресурсы поверхностных вод СССР. Том 3. Северный край. Л.: Гидрометеоиздат. 1972.
3. Михайлов В.Н. Устья рек России и сопредельных стран: прошлое, настоящее и будущее. М.: ГЕОС.1997.
4. Даценко Н.М., Новотна Д., Сонечкин Д.М. Анализ изменений климата за 200 лет по наблюдениям температуры воздуха в Клементиуме (г. Прага) //Метеорология и гидрология. 1998. №4.
5. Стихийные бедствия: изучения и методы борьбы. М.:Прогресс.1978.
6. Доброумов Б.М., Тумановская С.М. Наводнения на реках России: их формирование и районирование //Метеорология и гидрология. 2002. №12.

## **ПРОГНОЗИРОВАНИЕ СТОКА В РЕЧНЫХ СИСТЕМАХ ПО МЕТЕОДАНЫМ НА ОСНОВЕ МАТЕМАТИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ <sup>1</sup>**

*Жук В.А., кандидат геогр. наук, Полянин В.О., аспирант  
(МГУ им. М.В. Ломоносова)*

Использование математических моделей гидрологического цикла на водосборе для составления краткосрочного прогноза обладает рядом преимуществ по сравнению с другими методами, применяемыми в гидрологии. Это связано с тем, что математическое моделирование в определенной мере позволяет учесть многофакторность формирования стока в бассейне реки, более глубоко понять сущность физических процессов, определяющих поступление воды в русло, а затем к замыкающему створу. Поэтому в идеале такой подход должен давать более обоснованные прогнозы. Существенным недостатком математических моделей является необходимость получения и анализа большого объема исходной гидрометеорологической информации. К сожалению, в последнее время в связи с прекращением работы многих метеостанций и закрытием большого числа гидрологических постов становится всё труднее собрать надёжные и репрезентативные данные, которые задаются на входе моделей.

Прогнозирование стока на примере бассейна р. Малой Северной Двины сводится к решению нескольких задач. В данной статье рассматриваются две задачи, а именно:

прогноз расходов воды у д. Каликино и определение по ним значений расходов и уровней воды у г. Великий Устюг;

прогноз расходов воды на р. Юг с замыкающим створом у д. Гаврино.

Предполагается, что прогнозные значения стока воды с этих двух бассейнов будут использоваться как входные данные для расчёта зон затопления в районе Великого Устюга в период весеннего половодья.

Для расчётов по модели использовались данные наблюдений по метеостанциям в г. Тотьма, д. Нюксеница, г. Великом Устюге, расположенным в бассейне р. Сухоны, в д. Опарино и д. Объячево (р. Луза — правый приток р. Юг) и в д. Никольск (р. Юг). Метеоинформация по станциям д. Кичменгский Городок и д. Подосиновец имеет большие пропуски — данные за последние годы отсутствовали, и поэтому данные этих станций не использовались в расчётах. Для оценки репрезентативности суточных значений метеоэлементов по станциям, которые

<sup>1</sup> Исследования выполнены в рамках ФЦП «Университеты России» (проект 8.6.1), при финансовой поддержке администрации Вологодской области, РФФИ (проект N 0305 — 64306)

имеют продолжительный период совместных наблюдений, вычислены парные коэффициенты корреляции (табл. 1 – 3).

*Таблица 1  
Корреляционная матрица суточных сумм осадков за холодный период года*

	Обьячево	Котлас	Тотьма	В.Устюг	Опарино	Никольск
Обьячево	1,00					
Котлас	0,64	1,00				
Тотьма	0,37	0,62	1,00			
В.Устюг	0,64	0,88	0,65	1,00		
Опарино	0,84	0,69	0,46	0,69	1,00	
Никольск	0,60	0,67	0,65	0,71	0,72	1,00

*Таблица 2  
Корреляционная матрица суточных сумм осадков за теплый период года*

	Обьячево	Котлас	Тотьма	В.Уст	Опарино	Никольс
Обьячево	1,00					
Котлас	0,36	1,00				
Тотьма	0,22	0,37	1,00			
В.Устюг	0,36	0,65	0,46	1,00		
Опарино	0,64	0,35	0,27	0,40	1,00	
Никольс	0,40	0,37	0,4	0,47	0,47	1,00

*Таблица 3  
Корреляционная матрица среднесуточных температур воздуха*

	Котлас	Обьячевоо	Никольск	Тотьма	Опарино	В.Устюг
Котлас	1,00					
Обьячево	0,99	1,00				
Никольск	0,99	0,99	1,00			
Тотьма	0,98	0,97	0,99	1,00		
Опарино	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00	
В.Устюг	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00

Как видно из таблиц, наилучшая связь наблюдается по рядам среднесуточных значений температур воздуха (табл.3). Коэффициенты корреляции практически во всех случаях близки к единице. Для разных сочетаний станций расчеты проведены по данным от 8-ми до 14-и лет наблюдений. Синхронность хода темпе-

ратуры свидетельствует об одновременном начале снеготаяния и близких по интенсивности теплофизических процессов, происходящих на данной территории. Это дает возможность задавать сведения о температуре воздуха на входе модели для любого частного водосбора, используя информацию любых станций (можно одной), и пополнять, при необходимости, пропуски в рядах наблюдений соседних станций. Синхронность колебаний температуры воздуха на всем водосборе не приводит, однако, к синхронному ходу стока на реке и ее притоках (рис.1). Очевидно, что здесь решающую роль играет размер водосборной площади и характер подстилающей поверхности.

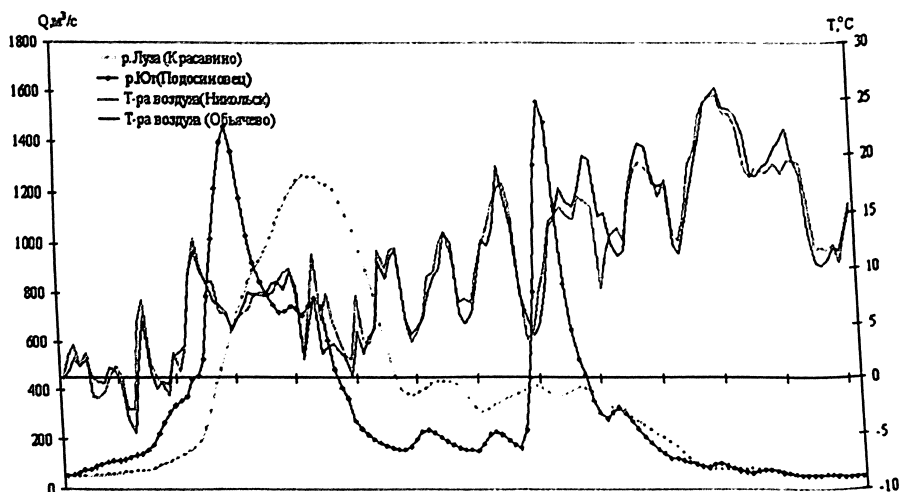


Рис. 1. Совмещённые графики среднесуточных температур воздуха и расходов воды рек Лузы и Юга.

Совсем иная картина складывается с суточными суммами осадков, особенно в тёплый период года. Из табл.2 видно, что практически для всех станций характерен свой режим выпадения осадков. Использование таких данных для расчета стока соседних мало изученных водосборов может приводить к большим ошибкам расчетов и прогнозов. Более тесные корреляционные связи характерны для осадков за холодный период (табл.3), что свидетельствует о меньшей пространственной неоднородности снежного покрова. Очевидно, что при определении средних значений суточных сумм осадков на рассматриваемых водосборах следует пользоваться дан-

ными тех метеостанций, которые тяготеют к их центрам или расположены наиболее близко к ним. Здесь хочется отметить ценность для решения задачи расчетов и прогнозов стока наблюдений на метеостанциях в д. Кичменгский Городок, д. Подосиновец, а также в д. Верхолузье. К сожалению, авторы не располагают данными этих станций за последние годы в объеме, необходимом для оптимизации параметров модели и для составления оперативных прогнозов стока.

Рассмотрим возможность использования модели для составления краткосрочного прогноза в бассейне р. Юга.

Бассейн р. Юг выше д. Гаврино состоит из двух крупных подбассейнов: непосредственно р. Юга и его крупнейшего правого притока р. Лузы. Несмотря на схожесть некоторых гидрографических характеристик и близость расположения подбассейнов многие из стокоформирующих факторов существенно разнятся. Так, в бассейне р. Юга большая площадь занята под с/х земли, также довольно заметны различия в растительном покрове и механическом составе почв. Помимо этого есть различия и гидрогеологического характера. Модуль поземного стока практически на всей территории бассейна Юга равен  $10-15 \text{ л/с*км}^2$ , в то время как для разных частей бассейна р. Лузы значения модуля колеблются от 5 до  $20 \text{ л/с*км}^2$ . Всё это обуславливает существенный сдвиг во времени прохождения максимальных расходов воды в замыкающих створах на р. Юг — д. Подосиновец и р. Луза — д. Красавино. На рис. 2 приведены совмещённые гидрографы стока за 1986—87 гг. на двух упомянутых выше гидрометрических постах, а также на г/п в д. Гаврино, расположенного при слиянии двух рек. На графиках хорошо видно, что максимальные расходы воды на р. Лузе проходят заметно позже, чем на р. Юге и основной реке. Они накладываются на спад волны половодья у д. Гаврино, вызывая резкое снижение интенсивности спада, а иногда вызывают и увеличение расходов воды. Наибольший сдвиг во времени прохождения максимальных расходов воды на р. Лузе по отношению к р. Юге за период с 1984 по 1993 гг. составил 12 суток. Схожая картина, хотя и в менее выраженной степени, наблюдается и при прохождении максимальных расходов воды дождевых паводков. Эти обстоятельства определили необходимость проведения расчётов по модели отдельно для каждого из частных водосборов. При этом предполагалось, что прогнозные значения расходов воды в д. Гаврино могут быть получены как сумма прогнозных расходов р. Лузы — д. Красавино — д. Подосиновец и фактических расходов р. Лузы — д. Красавино с учетом времени добегания, которое авторами получено

методом соответственных уровней. Величина времени добегания на участках ниже указанных г/п до д. Гаврино лежит в пределах 1 – 3 суток для периода половодья и при прохождении значительных дождевых паводков. Значительного бокового притока ниже этих двух постов до д. Гаврино нет и поэтому использование суммарного стока двух притоков с учётом времени добегания вполне оправдано.

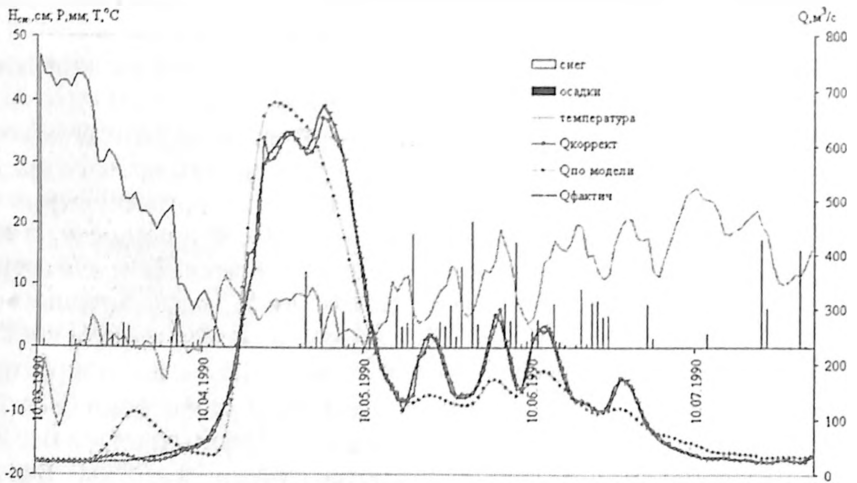


Рис. 2. Совмещённые гидрографы Юга.

Анализ многочисленных расчетных, прогнозных и фактических гидрографов показал, что модель довольно хорошо описывает одномодалые половодья, но гораздо хуже аппроксимирует дождевые паводки, особенно на спаде половодья.

На рис. 3 представлены рассчитанные и фактические расходы воды на р. Лузе — д. Обьячево. Расчеты производились после оптимизации параметров модели по суточным значениям метеоэлементов и стока одновременно за пять лет. Эффективность расчета проверена на независимом материале. Как видно из рисунка, осадки, выпавшие после окончания половодья, довольно значительны (важно отметить, что осадки в данном случае зафиксированы на метеостанции в д. Обьячево), что и отразилось на фактическом гидрографе, а модель, хотя и среагировала на выпавшие осадки, дала явно заниженные результаты. Такая картина наблюдается на большинстве полученных гидрографов.

Систематическое занижение моделью паводковых расходов воды на спаде или сразу после окончания половодья вероятнее всего связано с недоучетом специфики режима грунтовых вод на спаде по-

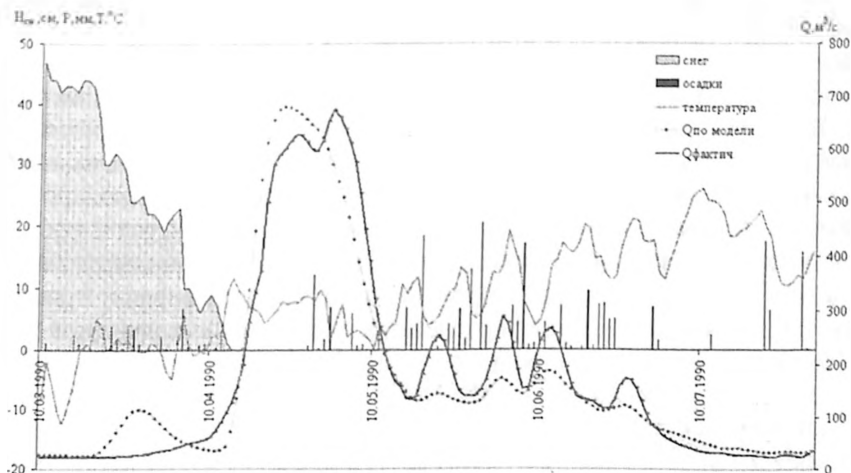


Рис.3. Рассчитанные и фактические расходы воды р. Лузы (д. Обьячево).

ловодья. Дело в том, что глубина залегания грунтовых вод в изучаемом районе невелика, а дренированность водосборов слабая. Поэтому на спаде половодья, когда почвогрунты насыщены, выпавшие осадки должны сразу отразиться на увеличении стока. В модели же влияние грунтовых вод регулируется единственным коэффициентом  $\xi$ , недостаточно учитывающим динамику формирования грунтового стока.

При работе над адаптацией модели для частных водосборов в бассейне Сухоны проводились сравнительные расчеты с разными исходными значениями плотности снега, необходимыми для расчета запаса воды в снеге на дату начала снеготаяния. Такие расчеты ведутся, как правило, при отсутствии густой сети снегомерных маршрутов на водосборе. В результате выяснилось, что оптимальная величина плотности снега в период снеготаяния колеблется в пределах от 0,25 до 0,30 г/см<sup>3</sup>. Например, расчеты с плотностью 0,25 г/см<sup>3</sup> для всех исследуемых частных водосборов уменьшили суммарную величину критерия качества прогноза более чем на 10%. Таким образом, эти значения являются более обоснованными, чем величина 0,20 г/см<sup>3</sup>, предложенная в работе [Корень, 1991] для речных бассейнов северной части лесной зоны.

Другая особенность модели, как выяснилось, заключается в том, что она иногда излишне чутко реагирует на колебания средней суточной температуры воздуха вокруг отметки 0°С. На подъеме половодья это выражается в форме небольшого пика. На рисунке видно, что перед началом половодья несколько суток наблюдалась положитель-

ная температура воздуха, затем, перед устойчивым переходом через 0°C, она вновь на некоторое время стала отрицательной. Речной водосбор в силу своей инерционности не среагировал на это краткосрочное повышение температуры, а модель отразила увеличение расхода воды.

В результате проведённых исследований были получены оптимальные параметры модели для бассейнов рек Лузы и Юга в створах д. Красавино и д. Подосиновец, соответственно, и проведены проверочные прогнозы на независимом материале. В данном случае, в условиях ограниченности исходной информации, под словом *оптимальные* следует понимать те значения параметров, которые не противоречат принятому условию согласованности расчетных и фактических расходов воды. Можно отметить, что значения региональных параметров относительно стабильны и мало меняются при оптимизации. То же самое справедливо и для «полевых» параметров, используемых для расчетов стока с открытых участков водосборов, т.к. залесённость исследуемых водосборов составляет выше 90%. Значения этих параметров можно задавать исходя из рекомендаций, описанных выше, без существенных потерь в точности расчетов. В ходе оптимизации варьируются в основном параметры, входящие в группу локальных. Причём значения параметров, приведенные в работе [Корень, 1991], существенно отличаются от значений, полученных авторами при их оптимизации.

Результаты прогнозов расходов воды на 1 – 2 суток достаточно близки к фактическим (рис. 3), однако их точность в некоторых случаях явно недостаточна.

Часто возникают систематические смещения гидрографа во времени. В таких случаях обычно применяются различные приемы корректировки прогноза, связанной с непосредственным учетом фактических сведений о стоке реки в последние дни перед выпуском прогноза. Здесь используется свойство гидрологических явлений сохранять закономерность своего хода в течение некоторого времени, что позволяет производить экстраполяцию уровней и расходов воды на небольшой период времени [Руководство по прогнозам....1989]. Анализ гидрографов показал, что определенной закономерностью обладает также разница между фактическими и расчётными значениями расходов воды. Это позволило ввести уточнение в расчётные значения по следующей схеме:

$$Q_{к,i} = 1/2 \cdot [Q_{экстр.,i} + (Q_{м,i} + \Delta Q_{ср})],$$

где  $Q_{к,i}$  — скорректированный прогнозный расход воды;  $Q_{экстр.,i}$  — расход воды, полученный путём экстраполяции по трём предшествующим прогнозу фактическим расходам воды с использованием квадратической зависимости;  $Q_{м,i}$  — расход воды, рассчитанный по моде-



ли;  $\Delta Q_{\text{ср}}$  — средняя разность между фактическими и полученными по модели расходами воды за  $i-1$  и  $i-2$  моменты времени.

Такая относительно простая схема позволила существенно повысить точность прогнозов (рис.4, 5, 6). Однако применение метода тенденций для корректировки прогноза накладывает сильные ограничения на величину заблаговременности прогноза, которая в данном случае не превышает 2 суток. Такие ограничения накладываются потому, что в периоды значительных колебаний расходов воды экстраполяция даёт неоправданно завышенные или заниженные значения.

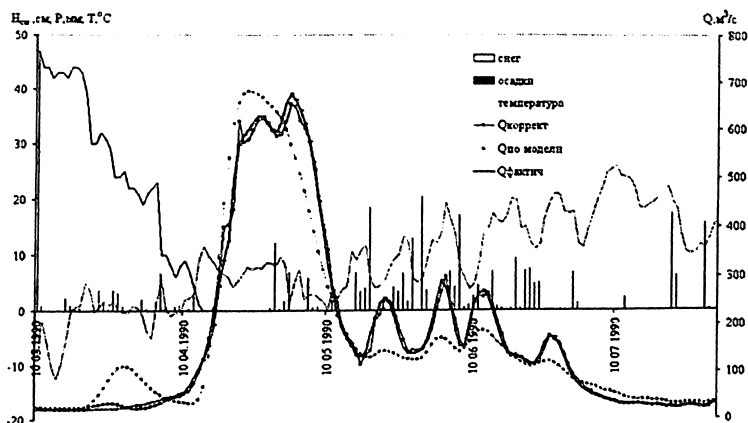


Рис. 4. Рассчитанные и фактические расходы воды р. Лузы (д. Обьячево)

Рис. 4. Рассчитанные и фактические расходы воды р. Лузы (д. Обьячево) с учётом корректировки.

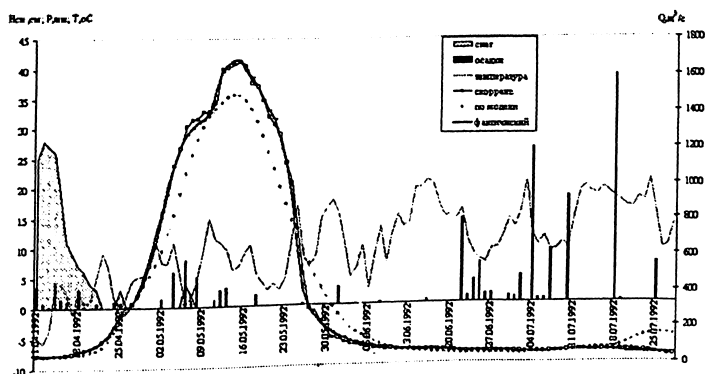


Рис. 5. Фактические и спрогнозированные расходы воды р. Лузы (д. Красавино) и метеорологические характеристики на водосборе.

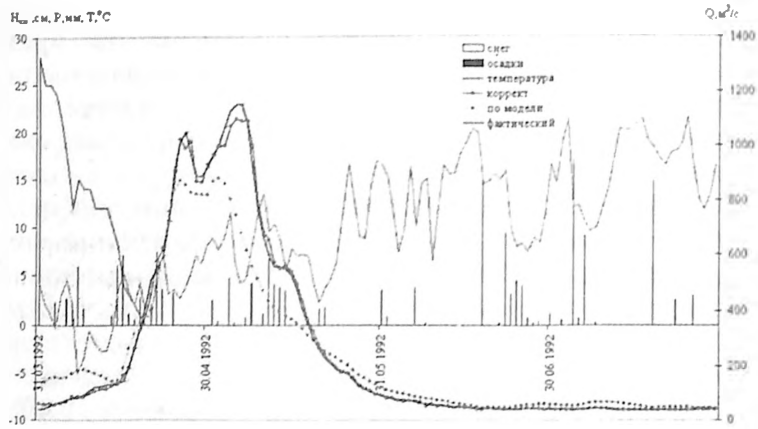


Рис. 6. Фактические и прогнозные расходы воды р.Юга — д.Подосиновец метеорологические характеристики на водосборе.

На рис.7 представлены фактические и прогнозные гидрографы р. Юга в замыкающем створе у д. Гаврино. Они были получены путём суммирования смоделированных расходов воды на г/п д. Подосиновец (р. Юг) и д. Красавино (р. Луза) с учётом времени добегания на участке.

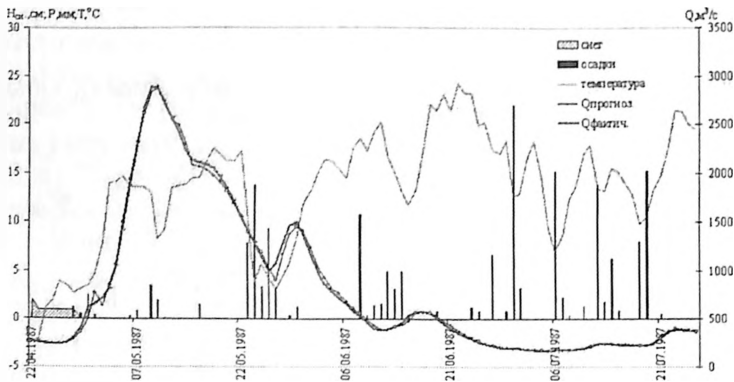


Рис. 7. Фактические и спрогнозированные расходы воды р. Юга (Гаврино) и метеоданные на водосборе (1987 г.).

Аналогичная схема расчёта была использована для прогнозирования стока р. Сухоны у д. Каликино. Здесь следует сразу оговориться, что естественный режим стока этой реки, обусловленный

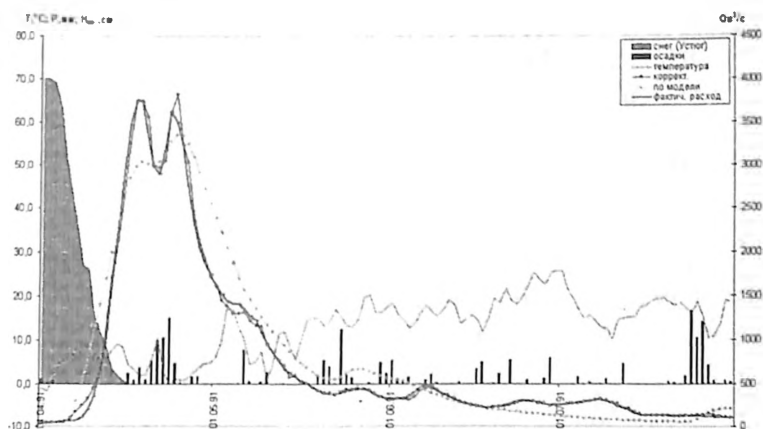


Рис. 8. Спрогнозированные и фактические расходы воды р. Сухоны (д. Каликино) и метеоданные на водосборе.

климатическими факторами, нарушен регулирующим влиянием Кубенского озера. В результате этого максимумы половодья, зафиксированные на г/п Рабаньга, расположенного непосредственно ниже оз. Кубенского, запаздывают по сравнению с максимумами у д. Каликино на 2 – 2,5 недели. Это во-первых увеличивает продолжительность половодья, а во-вторых даёт дополнительный объём воды на спаде половодья, не отвечающий сложившейся метеорологической обстановке. Такое положение вещей вносит затруднения в адаптацию модели. Во избежание серьёзных ошибок подбор параметров модели проводился по расходам воды у д. Каликино за вычетом расходов воды у д. Рабаньга с учётом времени добегания на участке. Пример прогноза приведён на рис. 8. На рисунке видно, что и здесь, в очень сложном по условиям формирования стока бассейне, возможно достаточно точное прогнозирование расходов с небольшой заблаговременностью.

#### Выводы

При предлагаемой методике расчета может быть предложен определенный прогноз стока для некоторых конкретных случаев в речных системах.

## КРАТКОСРОЧНЫЙ ПРОГНОЗ УРОВНЕЙ ВОДЫ ВЕСЕННЕГО ПОЛОВОДЬЯ В БАССЕЙНЕ р. МАЛОЙ СЕВЕРНОЙ ДВИНЫ.<sup>1</sup>

*Жук В.А., кандидат геогр. наук, Полянин В.О., аспирант  
(МГУ им М.В. Ломоносова)*

Основными исходными гидрологическими данными для расчётов по модели оценки зон затопления территории являются расходы и уровни воды на входных створах р. Сухона — г. Великий Устюг и р. Юг — д. Гаврино, а также уровни в замыкающем створе ниже узла слияния — на р. Малая Северная Двина. Следовательно, для оперативного расчёта зон затопления г. Великий Устюг и прилегающих к нему территорий, а также для оценки возможного ущерба от этого затопления необходим краткосрочный прогноз этих гидрологических характеристик. В нашей работе для решения этой задачи использовались две принципиально разные методики прогноза: метод соответственных уровней, где в роли предикторов выступают значения уровней воды на створах, расположенных выше по течению на той же реке;

на основе модели формирования речного стока, где в роли предикторов выступают измеренные или прогнозные значения метеоэлементов.

Здесь рассматривается первый метод прогноза — метод соответственных уровней. Он является наиболее простым методом краткосрочного прогнозирования уровня в конкретном речном створе и требует минимального набора исходной информации. В частности, здесь не используется метеорологическая информация, но вместе с тем при определенных условиях данный метод дает хорошие результаты.

Суть метода сводится к построению эмпирических зависимостей между уровнями (расходами) воды, наблюдающимися на верхнем и нижнем створах реки. При этом заблаговременность такого прогноза будет определяться временем добегания волны паводка (половодья) на выбранном участке.

В наиболее общем виде такие зависимости выглядят следующим образом [1]:

$$H_t = f(H_{t-\tau})$$

где  $H_t$  — уровень воды в нижнем створе участка в момент времени  $t$ ;  $H_{t-\tau}$  — уровень воды в верхнем створе участка в момент времени  $t-\tau$ ;  $\tau$  — заблаговременность прогноза.

<sup>1</sup> Исследования выполнены в рамках ФЦП «Университеты России» (проект 8.6.1), при финансовой поддержке администрации Вологодской области, РФФИ (проект № 0305 — 64306)

Зависимость времени добегания от уровня воды на верхнем гидрологическом посту используется в прогнозе сроков наступления и величины уровней на расположенном ниже посту. Прогноз уровней, в том числе и максимальных, по данной методике проводится с использованием описанных зависимостей в следующем порядке:

исходными данными для прогноза являются уровень воды на вышележащем гидрологическом посту и дата его наступления;

по графику соответственных уровней прогнозируется уровень воды на рассматриваемом гидрологическом посту, а по графику времени добегания — время его наступления.

Характер изменения уровней воды у г. Великий Устюг определяется поступлением воды с двух вышерасположенных бассейнов рек Сухоны и Юга, поэтому необходимо рассмотреть возможность оперативного прогноза для каждой из этих рек отдельно.

На реках имеется ряд гидрологических постов с доступной за последние 10-15 лет информацией по ежедневным уровням воды (табл. 1), [2].

Таблица 1

Пост	Река	Расст. от устья, км	Пл. водосбора, км <sup>2</sup>	Ср. высота, (м)	Озёрность (%)	Заболоченность (%)	Лесистость (%)	Отметка "0" графика	Уровни воды, см	
									H <sub>ср</sub>	H <sub>max</sub>
д. Рабаньга	р. Сухона	525	15500	161	3	5	79	105,74	186	623
с. Нарёмы			23600	159	2	6	80	104,71	219	721
г. Тотьма		227	34800	156	1	7	82	98,56	155	812
д. Каликино		39	49200	155	1	6	85	54,29	174	1014
г. Великий Устюг		3	50300	155	1	6	85	49,34	161	969
д. Пермас	р. Юг	414	1450	195	1	0	94	132,48		626
с. Кичменгский Городок		244	8890	175	1	2	95	91,6	99	846
п. Подосиновец		119	15200	167	1	2	96	72,31	72	630
д. Гаврино		35	34800	150	1	1	93	55,29	156	680
д. Обьячево	р. Луза	363	6700	152		1	97	106,18	-	649
д. Красавино		99	16300	151		1		72,04	-	567

Наличие данных именно за последние годы особенно ценно при составлении методики прогноза, т.к. это позволяет учитывать возможные изменения стокоформирования в результате влияния как физико-географических, так и антропогенных факторов.

Проведённый анализ имеющейся по этим гидрологическим постам информации показал, что г/п в д. Рабаньга не может служить источником надёжных данных для построения прогностических зависимостей, поскольку режим р. Сухоны на данном участке сильно зарегулирован Кубенским озером. Вследствие этого здесь наблюдается резкое отличие ряда гидрологических процессов от тех, что имеют место ниже по течению, гидрограф реки сильно сглажен и сколько-нибудь значимых пиков выделить не удаётся.

Для прогноза уровней воды на г/п в г. Великий Устюг по данным за несколько лет были построены графики зависимости соответственных уровней р. Сухоны в створах у г. Тотмы и г. Великий Устюг и времени добегания на данном участке, представленные на рис. 1.

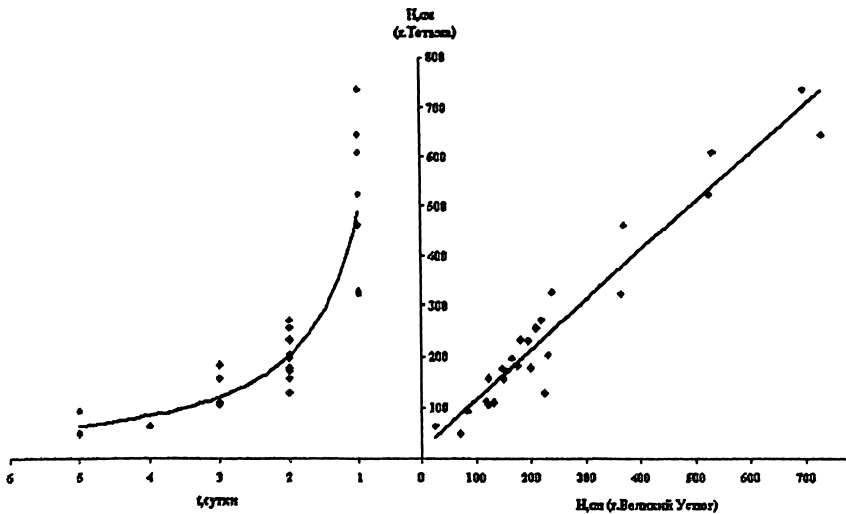


Рис. 1. Время добегания и соответственные уровни воды р. Сухоны на участке г. Тотма — г. Великий Устюг.

Как видно из графика на рис. 1, связь соответственных уровней между данными створами довольно надёжная (величина достоверности аппроксимации  $R^2 \approx 0,93$ ). Однако зависимость времени добегания от уровней воды на г/п в г. Тотма выражена значительно

слабее. Разброс точек относительно основной кривой связан, скорее всего, с влиянием боковой приточности на участке, а возможно, и с ошибками в определении уровней, отражающих однородные фазы водного режима. С большой долей вероятности можно предположить, что при уровнях от 400 см и выше время добегаания составляет 1 сутки. Данный диапазон изменения уровней соответствует многогодным фазам водного режима (основная волна половодья и высокие паводки). В целом же заблаговременность прогноза может достигать до 5 суток в зависимости от величины уровней на г/п у г. Тотьма.

Для увеличения заблаговременности был рассмотрен участок р. Сухоны, расположенный выше по течению, а именно, между г/п с. Нарёмы и г. Тотьма. Для этого участка по многолетним данным также построены графики соответственных уровней и времени добегаания (рис.2). Анализ графика даёт возможность сделать выводы о том, что между уровнями воды на этих гидрологических постах имеется довольно тесная связь ( $R^2 \approx 0,88$ ), а разброс точек относительно прямой аппроксимации невелик. График зависимости величины  $\tau$  от уровней воды на г/п у с. Нарёмы также подтверждает устойчивую связь между этими величинами. На графике чётко выделяются диапазоны изменения уровней и соответствующее им время добегаания. Для паводков заблаговременность прогноза уровней воды у г. Тотьма может достигать до 4 суток в зависимости от уровней, наблюдающихся у г/п с. Нарёмы.

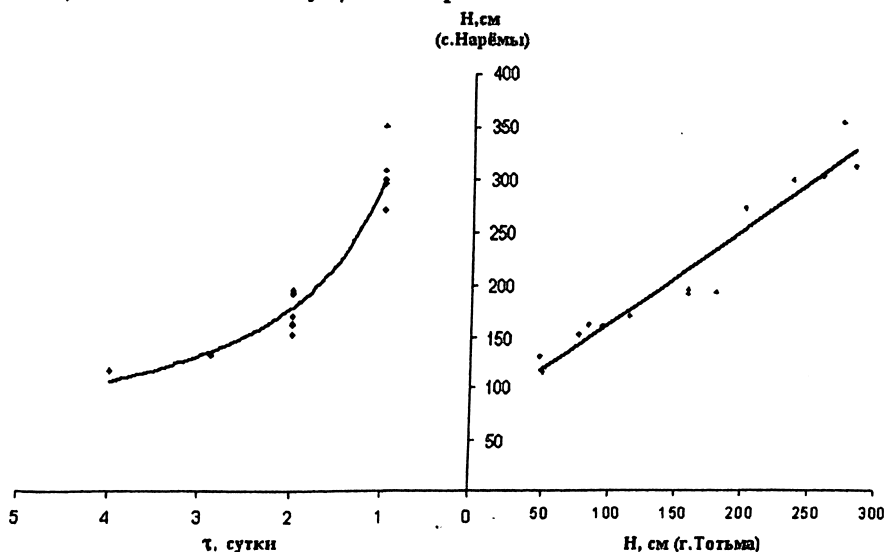


Рис. 2. Время добегаания и соответственные уровни воды р. Сухоны на участке с. Нарёмы-г. Тотьма.

Аналогичный анализ участка реки выше гидрологического поста д. Наремы, уреченный режим которого описывается ходом уровня воды на гидрологическом посту д. Рабаньга, не дал положительных результатов. Это, скорее всего, связано с тем, что гидрологический режим верхнего участка р. Сухоны во многом обуславливается влиянием Кубенского озера, из которого р. Сухона берет свое начало, что приводит к резкому отличию гидрологических процессов, происходящих на этом участке р. Сухоны, от процессов, имеющих место в ее среднем и нижнем течении, вплоть до изменения направления течения и уклона водной поверхности на противоположные. Поэтому применение метода соответственных уровней при рассмотрении верхнего течения р. Сухоны (гидрологический пост д. Рабаньга) не дает положительных результатов.

Как уже отмечалось выше, характер взаимодействия потоков двух рек в узле слияния у г. Великий Устюг во многом определяется уреченным режимом р. Юг. Особенно это заметно в случае, если волна половодья на р. Юг формируется несколько раньше, чем на р. Сухоне. В этом случае в устье последней может произойти дополнительный подпор со стороны талых вод р. Юг. В связи с этим была рассмотрена возможность разработки методики краткосрочного прогноза р. Юг по соответственным уровням.

На р. Юг расположены следующие гидрологические посты, представляющие ежедневные данные по уровням (расходам) воды за последние десятилетия: с. Кичменгский Городок, д. Подосиновец, д. Гаврино (табл. 1).

Рассмотрим возможность краткосрочного прогнозирования уровня на гидрологических постах, расположенных на р. Юг. Здесь мы не будем рассматривать самый верхний из гидрологических постов — у д. Пермас, поскольку в настоящее время он не функционирует и для него не удалось получить достаточного объема информации об уровнях воды за многолетний период.

По многолетним данным были построены графики соответственных уровней и времени добегания для гидрологических постов д. Гаврино и с. Кичменгский городок (рис. 3), с. Кичменгский Городок и р. п. Подосиновец (рис. 4), д. Гаврино и р. п. Подосиновец (рис. 5). Эти графики дают возможность оценить заблаговременность и точность прогноза уровня для гидрологического поста р. Юг у д. Гаврино.

Анализируя график соответственных уровней воды и времени добегания на участке р. Юг между водомерными постами Гаврино и Кичменгский Городок (рис. 3), можно полагать о том, что по нему можно давать краткосрочный прогноз уровня воды у д. Гаврино по уровню у



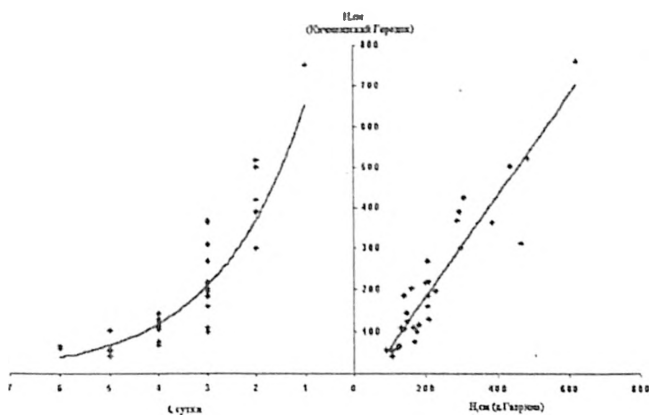


Рис. 3. Время добегания и соответственные уровни воды р. Юг на участке с. Кичменгский Городок — д. Гавриново.

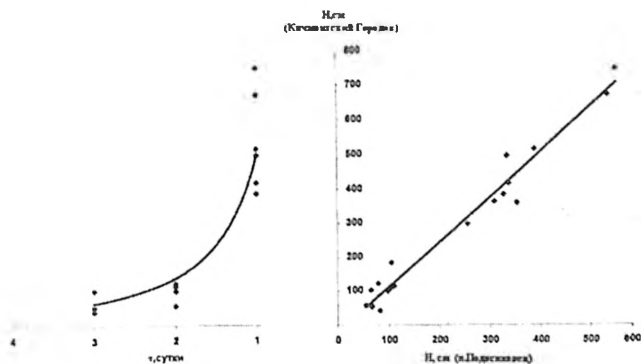


Рис. 4. Время добегания и соответственные уровни воды р. Юг на участке с. Кичменгский Городок — д. Подосиновец.

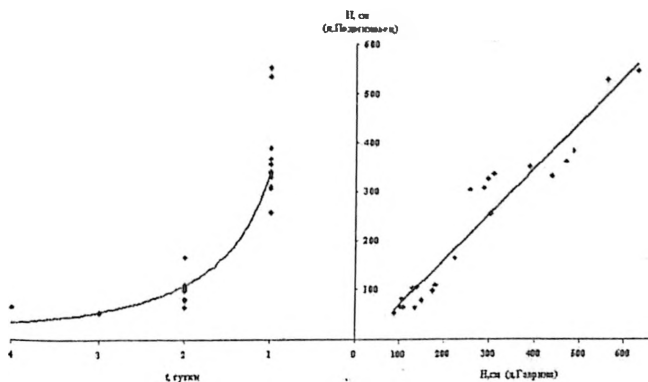


Рис. 5. Время добегания и соответственные уровни воды р. Юг на участке д. Подосиновец — д. Гавриново.

с. Кичменский Городок с достаточной достоверностью, поскольку связь между соответственными уровнями по этим гидрологическим постам достаточно устойчивая ( $R^2 \approx 0,90$ ), и разброс точек вокруг аппроксимирующей кривой невелик. Рассматривая график связи времени добега на участке р. Юг между рассматриваемыми постами и уровня воды по в/п с.Кичменский Городок, можно сделать вывод о том, что заблаговременность прогноза по графикам (рис. 3) может составлять 1 — 3 суток в период повышенной водности и до 6 суток в межень.

Возможно также краткосрочное прогнозирование уровня воды на р. Юг у д. Гаврино несколько иным способом — сначала по уровню по в/п Кичменский Городок дается прогноз уровня на в/п р.п. Подосиновец, а затем по нему — прогноз уровня у д. Гаврино. Возможность этого иллюстрируют рис. 4 и 5., совместное рассмотрение которых дает возможность говорить о том, что точность прогноза значения уровня может быть несколько выше (т.к. на данных графиках наблюдается меньший разброс значений: для верхнего участка р. Юг  $R^2 \approx 0,97$ , а для нижнего —  $R^2 \approx 0,93$ ). Однако прогноз времени наступления этого уровня (при высоких его значениях), скорее всего, имеет меньшую точность, чем первый, что связано со значительным разбросом точек на графиках времени добега на соответствующих участках русл.

Зависимость между соответственными уровнями воды на в/п Обьячево и Красавино на р. Лузе достаточно тесная (рис. 6). Однако они не пригодны для решения нашей задачи, т.к. половодье на р. Лузе формируется позже, чем на р. Юг. Разница во времени наступления максимальных расходов половодья в разные годы составляет 3 — 12 суток.

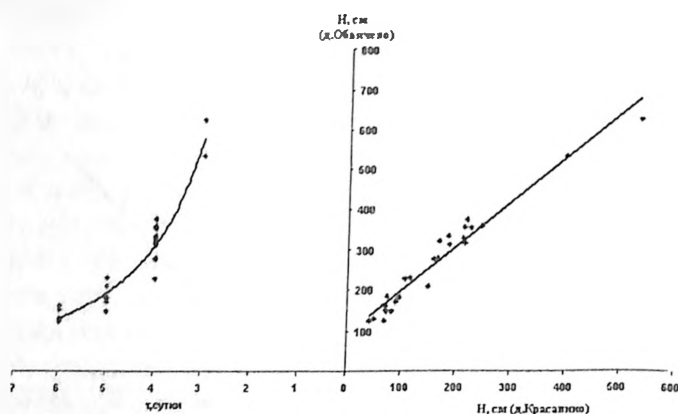


Рис. 6. Время добега и соответственные уровни воды р. Лузы на участке д. Обьячево — д. Красавино.

Из вышесказанного можно сделать вывод о возможности краткосрочного прогнозирования уровней воды в районе слияния рек Сухоны и Юга методом соответственных уровней по уровням воды на гидрологических постах, расположенных выше по течению на р. Юг, причем заблаговременность такого прогноза при использовании в качестве исходной информации уровень по в/п с. Кичменгский Городок составляет от 1 – 2 до 6 суток (в зависимости от уровня воды), а по в/п п. Подосиновец — от 1 до 4 суток.

В результате проведенной обработки и анализа данных об уровнях воды по гидрологическим постам на реках Сухоне (г. Великий Устюг, д. Каликино, г. Тотьма, д. Наремы, д. Рабаньга) и Юге (д. Гаврино, р.п. Подосиновец, с. Кичменгский Городок) была получена методика краткосрочного прогноза уровня воды в районе слияния этих рек, в основу которой положен метод соответственных уровней.

Следующим шагом было необходимо сделать проверочные прогнозы описанным выше методом по независимому материалу. На рис. 7 – 9 в качестве примера приведены результаты такой проверки для р. Сухоны на участке Тотьма-Великий Устюг для подъема волны половодья 1999 года, для участка р. Юг (Подосиновец-Гаврино) за 1981г и для участка р. Юг (Кичменгский Городок-Гаврино) за 1981 г. Следует отметить, что зависимости дают удовлетворительные результаты лишь на подъеме половодья. Возможным объяснением этому служит постепенная отдача воды всей речной системой на спаде волны половодья и влияние взаимного подпора рек Сухоны и Юга [3].

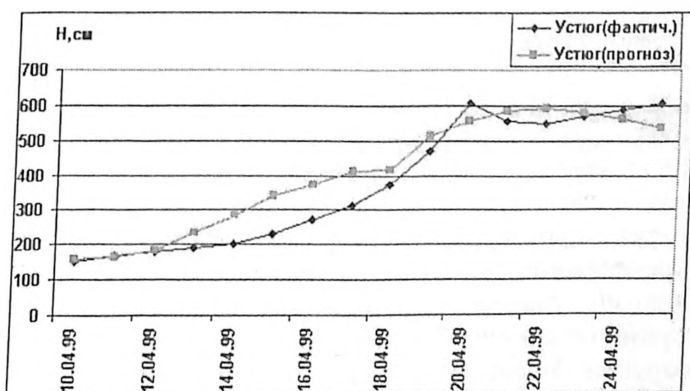


Рис. 7. Фактические и рассчитанные уровни воды р. Сухоны для участка г. Тотьма — г. Великий Устюг.

с. Кичменский Городок с достаточной достоверностью, поскольку связь между соответственными уровнями по этим гидрологическим постам достаточно устойчивая ( $R^2 \approx 0,90$ ), и разброс точек вокруг аппроксимирующей кривой невелик. Рассматривая график связи времени добегания на участке р. Юг между рассматриваемыми постами и уровня воды по в/п с.Кичменский Городок, можно сделать вывод о том, что заблаговременность прогноза по графикам (рис. 3) может составлять 1 – 3 суток в период повышенной водности и до 6 суток в межень.

Возможно также краткосрочное прогнозирование уровня воды на р. Юг у д. Гаврино несколько иным способом — сначала по уровню по в/п Кичменский Городок дается прогноз уровня на в/п р.п. Подосиновец, а затем по нему — прогноз уровня у д. Гаврино. Возможность этого иллюстрируют рис. 4 и 5., совместное рассмотрение которых дает возможность говорить о том, что точность прогноза значения уровня может быть несколько выше (т.к. на данных графиках наблюдается меньший разброс значений: для верхнего участка р. Юг  $R^2 \approx 0,97$ , а для нижнего —  $R^2 \approx 0,93$ ). Однако прогноз времени наступления этого уровня (при высоких его значениях), скорее всего, имеет меньшую точность, чем первый, что связано со значительным разбросом точек на графиках времени добегания на соответствующих участках русл.

Зависимость между соответственными уровнями воды на в/п Обьячево и Красавино на р. Лузе достаточно тесная (рис. 6). Однако они не пригодны для решения нашей задачи, т.к. половодье на р. Лузе формируется позже, чем на р. Юг. Разница во времени наступления максимальных расходов половодья в разные годы составляет 3 – 12 суток.

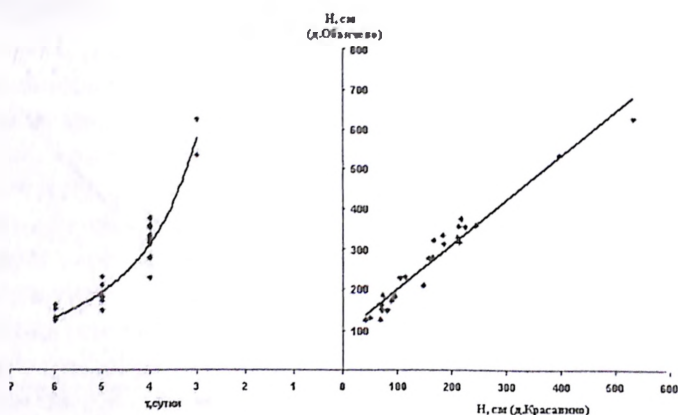


Рис. 6. Время добегания и соответственные уровни воды р. Лузы на участке д. Обьячево — д. Красавино.

Из вышесказанного можно сделать вывод о возможности краткосрочного прогнозирования уровней воды в районе слияния рек Сухоны и Юга методом соответственных уровней по уровням воды на гидрологических постах, расположенных выше по течению на р. Юг, причем заблаговременность такого прогноза при использовании в качестве исходной информации уровень по в/п с. Кичменгский Городок составляет от 1 – 2 до 6 суток (в зависимости от уровня воды), а по в/п п. Подосиновец — от 1 до 4 суток.

В результате проведенной обработки и анализа данных об уровнях воды по гидрологическим постам на реках Сухоне (г. Великий Устюг, д. Каликино, г. Тотьма, д. Наремы, д. Рабаньга) и Юге (д. Гаврино, р.п. Подосиновец, с. Кичменгский Городок) была получена методика краткосрочного прогноза уровня воды в районе слияния этих рек, в основу которой положен метод соответственных уровней.

Следующим шагом было необходимо сделать проверочные прогнозы описанным выше методом по независимому материалу. На рис. 7 – 9 в качестве примера приведены результаты такой проверки для р. Сухоны на участке Тотьма-Великий Устюг для подъёма волны половодья 1999 года, для участка р. Юг (Подосиновец-Гаврино) за 1981г и для участка р. Юг (Кичменгский Городок-Гаврино) за 1981 г. Следует отметить, что зависимости дают удовлетворительные результаты лишь на подъёме половодья. Возможным объяснением этому служит постепенная отдача воды всей речной системой на спаде волны половодья и влияние взаимного подпора рек Сухоны и Юга [3].

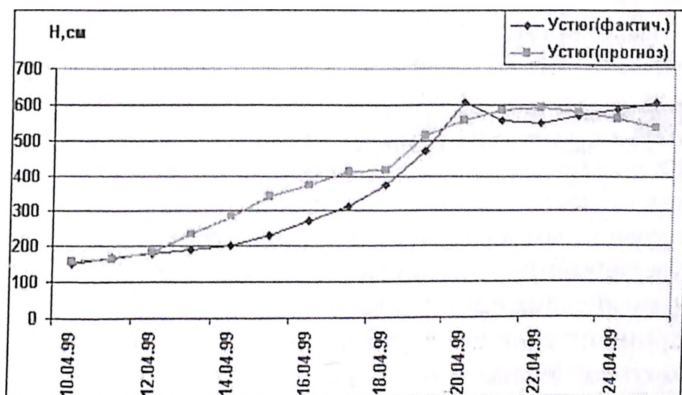


Рис. 7. Фактические и рассчитанные уровни воды р. Сухоны для участка г. Тотьма — г. Великий Устюг.

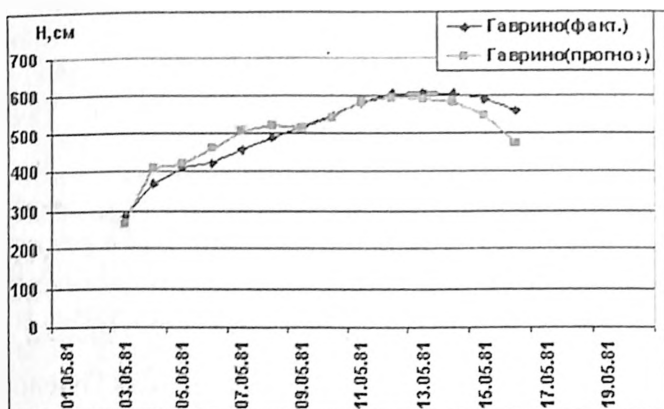


Рис. 8. Фактические и рассчитанные уровни воды р. Юг для участка д. Подосиновец — д. Гаврино.

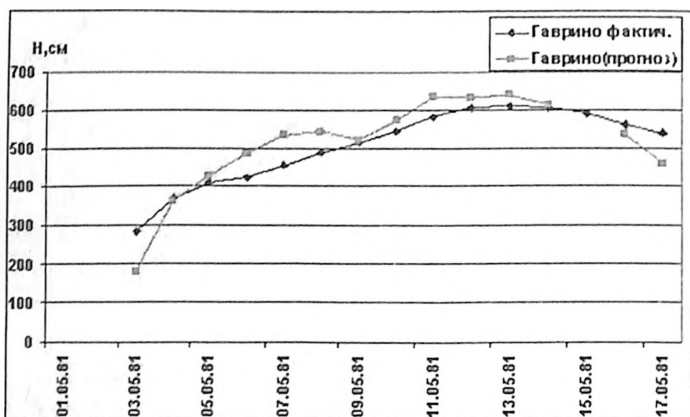


Рис. 9. Фактические и рассчитанные уровни воды р. Юг для участка с. Кичменгский Городок — д. Гаврино.

По полученным в результате использования описанной методики определения по зависимостям типа  $Q = f(H)$  уровням воды на гидрологических постах р. Сухона — г. Великий Устюг и р. Юг — д. Гаврино производится расчёт прогнозных значений расходов воды, соответствующих этим уровням. Полученные таким образом расходы воды на вышеназванных гидрологических постах используются в качестве граничных условий при расчёте возмож-

ных зон затопления территории слияния рек Сухоны и Юга и тем самым дают возможность минимизировать ущерб при наступлении соответствующих ситуаций.

#### ЛИТЕРАТУРА.

1. **Руководство по гидрологическим прогнозам.** Вып.2 - Л.: Гидрометеониздат. 1989.
2. **Многолетние данные о режиме и ресурсах поверхностных вод суши.** Том I. Вып.8. Л.:Гидрометеониздат. 1986
3. **Нежиховский Р.А.** Русловая сеть бассейна и процесс формирования стока воды. Л.: Гидрометеониздат. 1971.

### МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ РЕАЛЬНОЙ АВАРИИ ГЭС САМАРКАНДСКИХ ГЭС

*Школьников С.Я., кандидат техн. наук,  
Ли А.А., инженер (ОАО «НИИЭС»)*

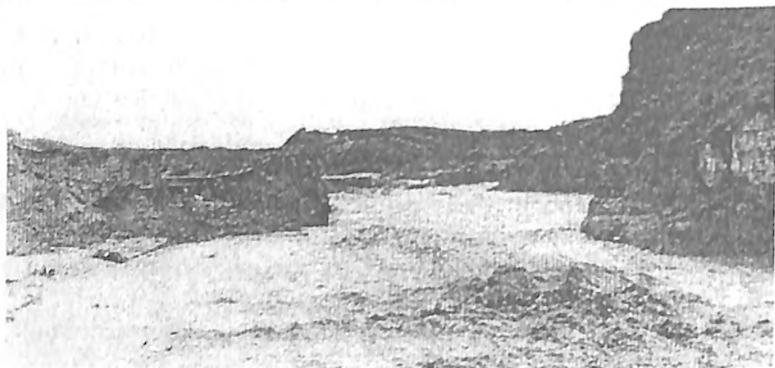
В марте 1993 г. в окрестностях древнейшего г. Самарканда (Республика Узбекистан) из-за разрушения земляной плотины вышележащего селехранилища Агалык-сай ориентировочной емкостью 15–20 млн. м<sup>3</sup> произошел залповый сброс воды на нижележащий каскад гидротехнических сооружений Даргом-Талигулянского водноэнергетического тракта, оцененный примерно в 300 м<sup>3</sup>/с, повлекший за собой частичное разрушение сооружений головного узла Талигулянской ГЭС-1 (ГЭС-16), а именно: головного регулятора деривационного канала ГЭС, шугосброса с промывными галереями, а также размыв тела земляной плотины.

Волна прорыва прошла по нижележащим гидроузлам Даргом-Талигулянского водноэнергетического тракта, обеспечивающего энерго- и водоснабжение г. Самарканда, трех крупнейших промышленных районов Самаркандской области общей площадью порядка 70 тыс. га сельскохозяйственного и промышленного назначения, а также соседнего района Кашкадарьинской области.

На рис. 1 – 3 представлены фотографии, выполненные после аварии и дающие представление о характере произошедших разрушений.

На рис. 1 виден проран, образовавшийся на месте земляной плотины селехранилища Агалык-сай, и изливающийся через него поток (вид с нижнего бьефа).

На рис. 2 показано состояние головного узла Талигулянской ГЭС-1 (ГЭС-16) после аварии (вид с верхнего бьефа). На снимке виден про-



**Рис. 1.** Проран, образовавшийся на месте земляной плотины селехранилища Агалык-сай.



**Рис. 2.** Головное сооружение Талигулянской ГЭС-1 после аварии.



**Рис. 3.** Разрушенный мост в верхнем бьефе головного узла Талигулянской ГЭС-1.



ран на месте размытой земляной плотины (в центре), справа подмытый катастрофический водосброс с шандором в крайнем левом отверстии, слева виден вход в деривационный канал ГЭС-1 и его разрушившееся головное сооружение. За головным сооружением можно заметить бетонные конструкции шугосброса с промывными галереями.

На рис. 3 показан разрушенный мост, расположенный примерно в 0,5 км выше головного узла Талигулянской ГЭС-1 (ГЭС-16). Видны наполовину размытые бетонные сваи ростверка опоры моста и упавшая в русло канала Даргом секция у левого берега. На переднем плане видны значительные размывы русла канала Даргом, возникшие во время гидродинамической аварии.

Гарантированный водозабор Даргом-Талигулянского тракта производится через Верхнезарафшанский гидроузел им. 1-го Мая, к которому также подключен и канал Правобережный, объединяющий отводы правого берега р. Зарафшан (рис. 4).

Каналы Янги Даргом и старый Даргом общей протяженностью 100 км орошают 67,5 тыс. га на территории Ургутского, Самаркандского и Пастдаргомского районов [1]. По этой системе также подается вода в Кашкадарьинскую область (45 м<sup>3</sup>/с по каналу Эски-Ангар) и в г. Самарканд. На канале Даргом расположены гидроэлектростанции «Хишрау», Иртышарская, а также Талигулян-1 и Талигулян-2. Система состоит из трех каналов: Янги Даргома, построенного одновременно с гидроузлом (1926 — 1930 гг.), Обводного Даргома, построенного в начале 60-х годов, и старого Даргома, напоминающего естественный водоток, извилистый в плане, с большими переменными уклонами и размывающими скоростями. Канал Даргом в среднем и нижнем течении протекает в созданном им каньоне глубиной 10 — 30 м. Участок в нижнем течении называется Талигулянский сброс. Янги Даргом объединяет самые верховые каналы левобережья области и впадает в старый Даргом на 11-м километре от его головы, обеспечивая основное питание системы. Длина его 10,5 км, расход 125 м<sup>3</sup>/с, общее падение 55 м.

Обводной Даргом построен в связи с развитием орошения и необходимостью подачи расхода воды 45 м<sup>3</sup>/с в Кашкадарьинскую область и может пропускать расход до 125 м<sup>3</sup>/с. Он имеет общий с Янги Даргом водозабор (через левобережный водозабор плотины им. 1 Мая) и впадает в старый Даргом через 20,5 км. Для обеспечения работы четырех ГЭС канал работает круглогодично, пропуская в зимний период расход воды до 28 м<sup>3</sup>/с. В настоящее время Даргом-Талигулянский каскад реконструируется. Начато строительство малых ГЭС (МГЭС) на перепадах каналов системы «Даргом» и «Правобережный» (рис. 5).

Безопасность энергетических сооружений



Обозначения: (№) - название гидроузлов, ↑ - направление водотока

- |   |                           |
|---|---------------------------|
| 1-Плотина им.1Мая;                      | 17-ГЭС-4 то же;           |
| 2-Ак-Карадарьинский гидроузел;          | 18-ГЭС-5 то же;           |
| 3-Багишамальская ГЭС-1;                 | 19-ГЭС-6 то же;           |
| 4-Шаударская ГЭС;                       | 20-ГЭС Гульба;            |
| 5-Багишамальская ГЭС-2;                 | 21-ГЭС-4 на Янги Даргоме; |
| 6-Багишамальская ГЭС-3;                 | 22-ГЭС-3 то же;           |
| 7-Хишрау ГЭС;                           | 23-ГЭС-2 то же;           |
| 8-Иртышарская ГЭС;                      | 24-ГЭС-1 то же;           |
| 9-Головной узел Талигулянской ГЭС-1;    | 25-ГЭС-1 на ПБК;          |
| 10-Талигулянская ГЭС-1;                 | 26-ГЭС-2 то же;           |
| 11-Талигулянская ГЭС-2;                 | 27-ГЭС-3 то же;           |
| 12-Талигулянская ГЭС-3;                 | 28-ГЭС-4 то же;           |
| 13-Талигулянская ГЭС-4;                 | 29-ГЭС-5 то же;           |
| 14-Ургутская ГЭС-1 на обводном Даргоме; | 30-ГЭС-6 то же;           |
| 15-ГЭС-2 То же;                         | 31-ГЭС-7 то же.           |
| 16-ГЭС-3 то же;                         |                           |

Рис. 4. Линейная схема каналов систем «Даргом» и «ПБК».

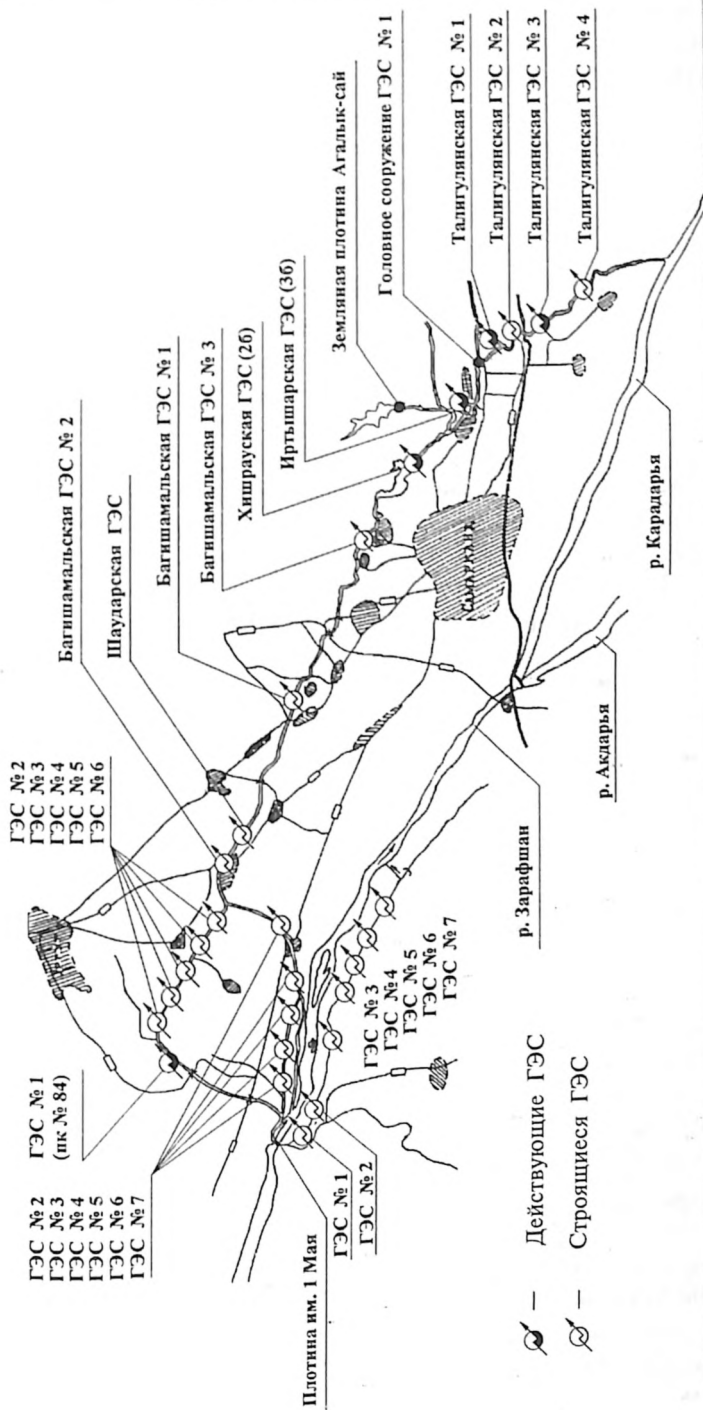


Рис. 5. План-схема расположения ГЭС в Самаркандской области.

Имеющиеся в нашем распоряжении описания аварии очевидцами достаточно противоречивы, но они позволяют проследить основную последовательность событий.

9 марта 1993 г. весь день шел дождь. На гидроузлах канала были зарегистрированы весьма значительные расходы воды (до  $155 \text{ м}^3/\text{с}$  при проходящем перед этим расходе воды  $41 \text{ м}^3/\text{с}$ ). Указанное при этом время изменения расхода противоречиво и не дает возможности проследить эти изменения. Около 3 часов ночи 10 марта работники администрации каскада ГЭС зафиксировали размыв дамбы головного узла ГЭС-16 из-за резкого подъема уровня воды. Они же обнаружили перелив воды через перила на Иртышарском гидроузле. В 6.00 было обнаружено, что перемычка Агалык-сая была размыва полностью.

В момент аварии одно из отверстий катастрофического водосброса головного сооружения Талигулянской ГЭС-1 (ГЭС-16) было закрыто шандором. В целом головное сооружение имело 3 отверстия катастрофического водосброса с суммарной пропускной способностью  $110 \text{ м}^3/\text{с}$  и водовыпуск в деривационный канал (пропускная способность агрегатов ГЭС —  $50 \text{ м}^3/\text{с}$ ).

Следует отметить, что разрушенная земляная плотина головного узла Талигулянской ГЭС-1 (ГЭС-16) была восстановлена за короткий период, что помогло восстановить работоспособность всего каскада. В 1994 г. разработан проект по реконструкции и восстановлению сооружений головного узла и введен в действие дополнительный водосброс.

Информация о произошедших реальных авариях важна при проектировании, строительстве и эксплуатации каскадов гидроузлов. В связи с этим было проведено исследование, в ходе которого предпринята попытка воссоздания реально произошедшего события с использованием методов математического моделирования на основе одномерных уравнений Сен-Венана [3]. Раскрытие проранов в теле земляных плотин Агалык-сай и головного сооружения Талигулянской ГЭС-1 (ГЭС-16) моделировалось с использованием методики, предложенной А.М. Прудовским [2]. В месте впадения в канал Даргом Агалык-сая поставлено внутреннее граничное условие (тройник), выражающий закон сохранения количества движения воды. В представленной работе приведены результаты гидравлических исследований, причем для численных экспериментов использовались исходные материалы, обусловленные неполной информацией об условиях произошедшей аварии. Основная расчетная схема основывалась на следующих гипотезах:

расход воды по Даргом-Талигулянскому тракту до момента прорыва земляной дамбы Агалык-сай принимаем равным  $150 \text{ м}^3/\text{с}$  (предполагаемый расход дождевого паводка);

форма русла в створе плотины и объем водохранилища (15 – 20 млн. м<sup>3</sup>) Агалык-сай приняты по имеющимся материалам; емкость расположенного под Агалык-саем Иртышарского водохранилища принята равной 0,5 млн. м<sup>3</sup>;

Шишрауский гидроузел является преградой для распространения волны прорыва из Агалык-сая вверх по Даргом-Талигулянскому тракту; в связи с этим вышележащий участок Даргомского канала в работе не рассматривался;

так как в нижних гидроузлах имеются гасители энергии, ограничивающие зоны бурного течения, в расчетах принято, что ниже гидроузлов число Фруда  $Fr < 1$ .

В результате проведенных численных экспериментов для разных моментов времени получены: мгновенные волновые профили прорывного паводка; графики изменения расходов прошедшего паводка вдоль русла канала; динамика развития проранов в плотинах Агалык-сая и Талигулянской ГЭС-1. Возможность просмотра полученных результатов в режиме анимации является необходимой для определения динамики развития событий произошедшей аварии в целом и в определенные конкретные моменты. Ниже приведены некоторые наиболее характерные из них.

На мгновенном волновом профиле рис. 6 а представлен начальный момент развития аварийной ситуации ( $T = 0,00$  час):

на плотине Агалык-сая начинается раскрытие прорана;

вода из гидроузла Шишрау поступает и в водохранилище Иртышарской ГЭС (50 м<sup>3</sup>/с, затем отбирается в канал Эски-Ангар), и в НБ Иртышарской ГЭС (150 м<sup>3</sup>/с);

по Даргом-Талигулянскому тракту ниже Иртышарской ГЭС проходит расход дождевого паводка 150 м<sup>3</sup>/с; на графиках изменения расхода воды вдоль канала показан лишь расход, проходящий по поверхностным водотокам; так как расход, проходивший через створ Талигулянской ГЭС, пропускался через водосбросы и турбины, на графиках в створе ГЭС имеется уступ (аналогичный уступ виден и на остальных графиках изменения расхода вдоль канала).

На мгновенном волновом профиле рис. 6 б ( $T = 4,85$  час) представлен момент времени, соответствующий следующему этапу развития аварийной ситуации:

на плотине Агалык-сая происходит процесс раскрытия прорана, расход воды через створ значительно увеличивается;

прорывная волна из Агалык-сая достигла водохранилища Иртышарской ГЭС, начинается его переполнение;

в емкости водохранилища Иртышарской ГЭС происходит трансформация поступившего объема воды; при этом в месте впаде-

ния Агалык-сая изливающийся поток разделяется: часть воды поступает вниз по течению, в сторону Иртышарской ГЭС, а часть — вверх, в сторону Хишрауского гидроузла.

На мгновенном волновом профиле рис.6 в ( $T = 5,21$  час):

расход воды через проран на плотине Агалык-сая близок к максимальному, продолжается раскрытие прорана;

водохранилище Иртышарской ГЭС переполнилось, начался перелив воды через сооружения ГЭС (перелив не привел к прорыву напорного фронта гидроузла), поток воды движется к нижележащей плотине головного узла Талигулянской ГЭС-1 (ГЭС-16).

На мгновенном волновом профиле рис. 6 г ( $T = 5,51$  час):

плотина Агалык-сая практически размыта, продолжается излив в водохранилище Иртышарской ГЭС;

волна прорыва в трансформированном виде уже достигла головного узла Талигулянской ГЭС-1 (ГЭС-16), начинает размывать его плотину.

На мгновенном волновом профиле рис. 6 д ( $T = 5,67$  час):

излив из Агалык-сая продолжается, снижается его расход;

продолжается перелив воды через сооружения Иртышарской ГЭС и пропуск расходов водосбросами гидроузла;

идет интенсивный размыв плотины головного узла Талигулянской ГЭС-1 (ГЭС-16).

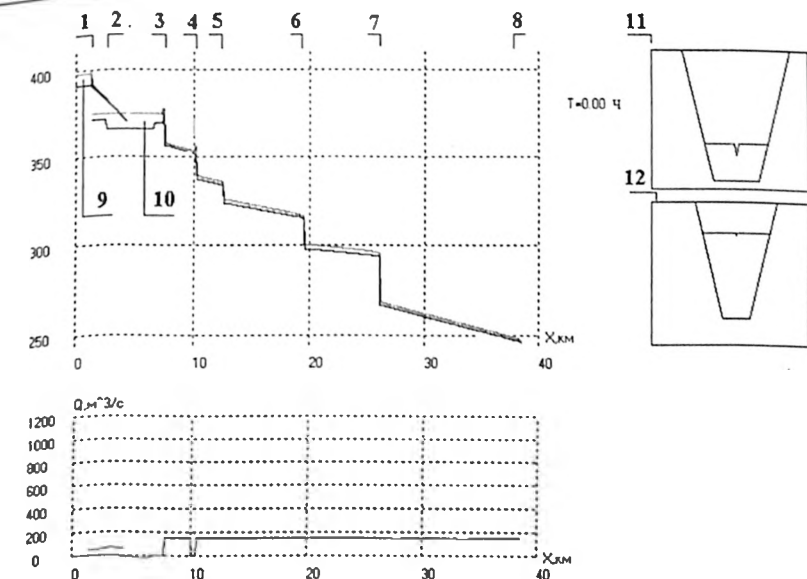
На мгновенном волновом профиле рис.6 е ( $T = 7,54$  час):

плотины Агалык-сая и головного узла Талигулянской ГЭС-1 (ГЭС-16) размыты практически полностью;

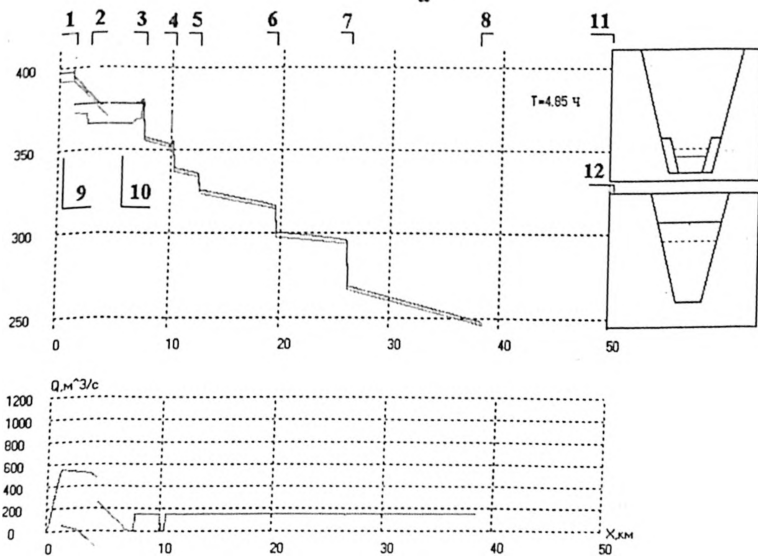
волна прорыва проходит по нижележащим сооружениям Даргом-Талигулянского тракта, в сторону реки Кара-Дарьи.

На рис. 6 ж представлены максимальные за все время аварии уровни и расходы по створам Даргом-Талигулянского тракта.

Выполненные в ходе математического моделирования аварии оценки максимального расхода излива через плотину селехранилища Агалык-сай ( $640 \text{ м}^3/\text{с}$ ) превышают выполненные ранее предварительные оценки (примерно  $300 \text{ м}^3/\text{с}$ ). По имеющимся данным, ширина прорана составляла 45 м при высоте плотины 6 м. Разрушение произошло в результате перелива воды через плотину. Если провести оценку максимального расхода излива с использованием формулы водослива с широким порогом в предположении мгновенного раскрытия прорана, при ширине прорана примерно 45 м и напоре 6 м, расход излива в момент прорыва составил бы более  $1000 \text{ м}^3/\text{с}$ . Так как проран раскрывался во времени постепенно и за время раскрытия уровень воды в сравнительно небольшом водоеме снизился, оценка расхода при математическом моделировании оказалась несколько меньшей.



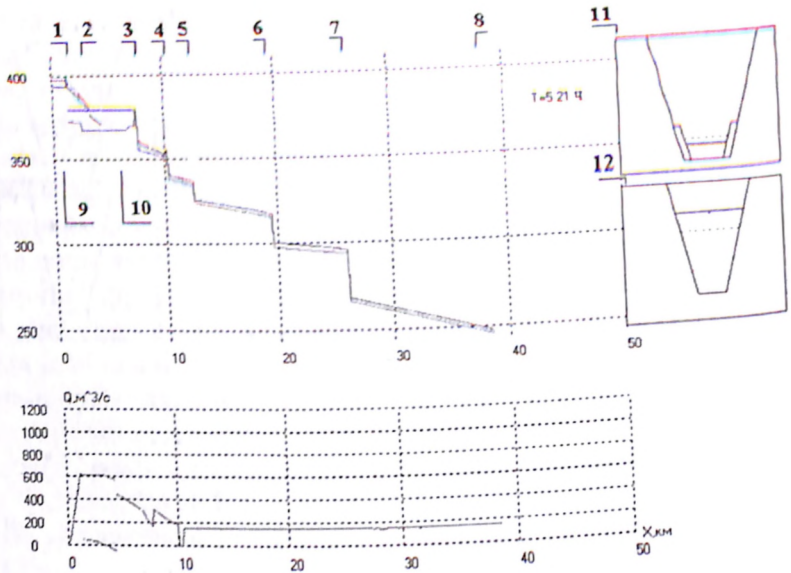
а



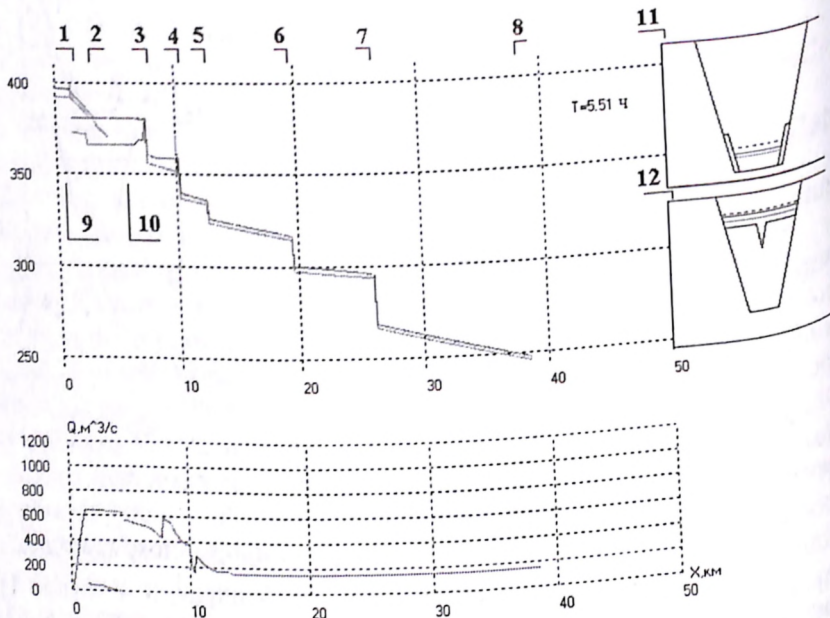
б

Рис. 6 Мгновенные волновые профили прорывного паводка.

1 — створ Агалык-сай; 2 — створ гидроузла Хишрау; 3 — створ Иртышарской ГЭС; 4 — створ головного узла Талигулянской ГЭС-1; 5 — створ ГЭС-2; 6 — створ ГЭС-56; 7 — створ ГЭС-3; 8 — створ узла 3; 9 — место впадения в реку Карадарья; 10 — плотина Агалык-сай; 11 — плотины на головном узле Талигулянской ГЭС-1; 12 — водохранилище Агалык-сай; 13 — водохранилище гидроузла Хишрау.



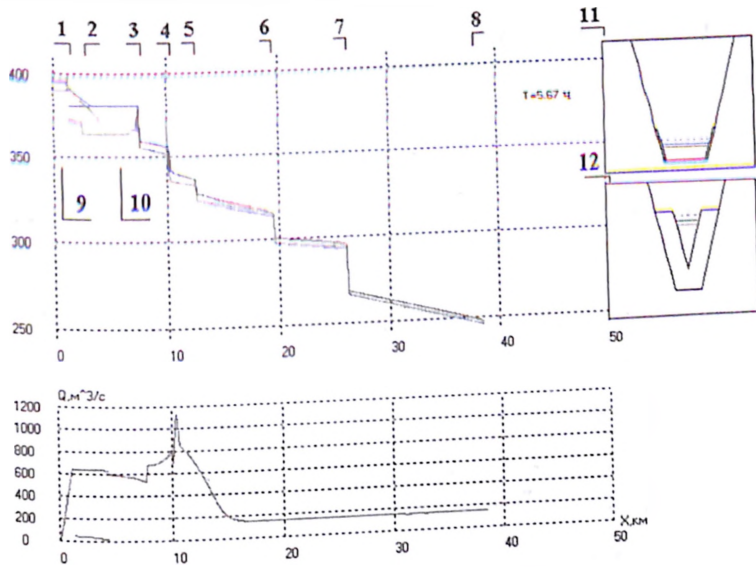
В



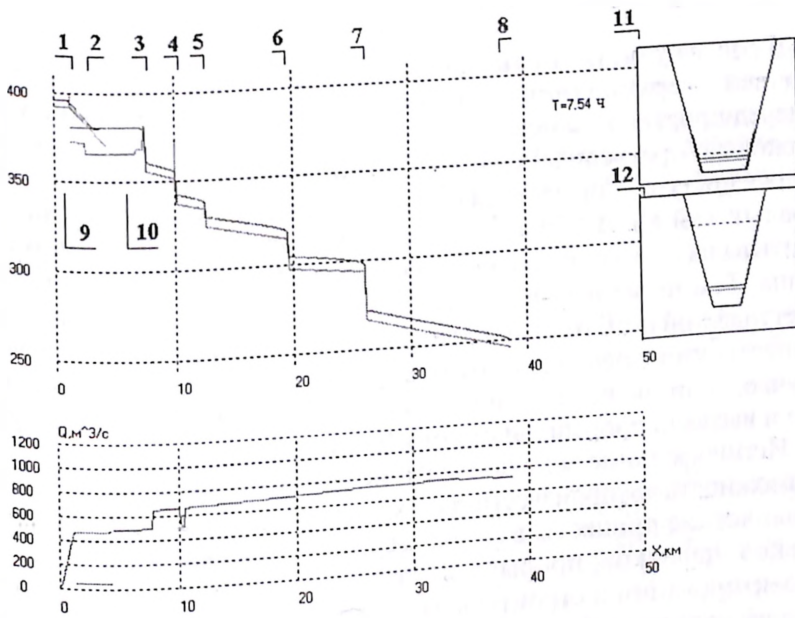
Г

Рис. 6. (продолжение).





Д



Е

Рис. 6. (продолжение).

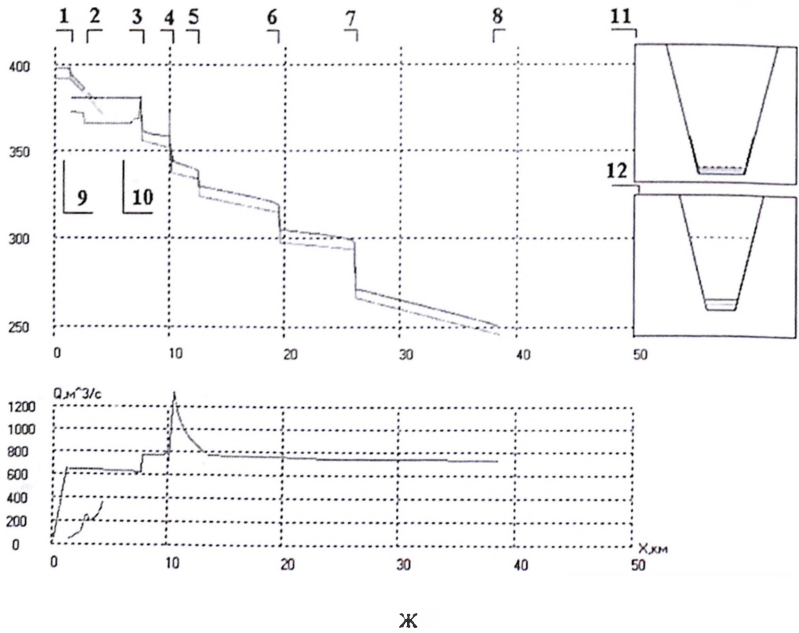


Рис. 6. (продолжение).

В соответствии с проведенными оценками, расход воды, поступившей в верхний бьеф головного гидроузла Талигулянской ГЭС-1 перед прорывом напорного фронта, достигал  $750 \text{ м}^3/\text{с}$ . Этот расход несколько преувеличен, так как в выполненных расчетах не учитывалось поступление части расхода волны прорыва из селехранилища Аралык-сай в канал Эски-Ангар и, возможно, недостаточно точно учитывалась регулирующая способность Иртышарского водохранилища. Тем не менее, представляется очевидным, что расход воды, поступавший в ВБ головного гидроузла Талигулянской ГЭС-1, весьма существенно превышал его пропускную способность даже в том случае, если бы все водопропускные отверстия были бы открыты, что и вызвало прорыв напорного фронта.

Использование методов математического моделирования дает возможность воспроизвести и спрогнозировать нестационарные гидравлические процессы в гидроэнергетических каскадах: волны пусков, паводков, прорыва. Такие исследования необходимы при проектировании и строительстве каскадов гидроузлов для повышения их надежности и безопасности [4], а также оценки величины ущербов от возможных аварий гидротехнических сооружений на них. Для таких задач математическое моделирование является ос-

новым методом решения, так как лабораторное моделирование весьма протяженных участков русла затруднительно.

Следует заметить, что проблемы надежности и безопасности техногенных и техноприродных комплексов, к которым относятся и такие сложные структуры как «основание-сооружение-водохранилище», требуют к себе повышенного внимания и совершенствования их систем управления [5]. Математические модели волновых процессов в каналах являются одной из составных частей АСУ ТП в гидротехнике [6], а также их применение необходимо для проведения деловых игр и обучения персонала.

ЛИТЕРАТУРА:

1. **Ирригация Узбекистана**. Т.3 Ташкент 1979. Издательство «Фан» Уз.ССР
2. **Прудовский А.М.** Образование прорана при прорыве земляной плотины. //Безопасность энергетических сооружений. Научно-технический и производственный сборник ОАО «НИИЭС». 1998. Вып. 2-3.
3. **Школьников С.Я.** К вопросу о конструировании консервативных конечно-разностных схем для дифференциальных уравнений неустановившегося течения в непризматическом русле. //Гидротехническое строительство 1998. №5.
4. **Иващенко И.Н.** Инженерная оценка надежности грунтовых плотин. М.: Энергоатомиздат. 1993.
5. **Султанов К.С., Салямова К.Д., Ли А.А.** Современные методы повышения надежности и безопасности гидротехнических сооружений. //Геология и минеральные ресурсы. Ташкент 2003. №3. Академия наук и Государственный комитет по геологии и минеральным ресурсам Республики Узбекистан.
6. **Цветков Е.В.** Оптимальные режимы гидроэлектростанций в энергетических системах. М.: ЭНЕРГОАТОМИЗДАТ 1984.

## **IV. СЕЙСМИЧЕСКАЯ БЕЗОПАСНОСТЬ ГИДРОУЗЛОВ**

### **ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТИ ОБДЕЛКИ ТУННЕЛЯ ВОДОЗАБОРА ГИДРОУЗЛА РЕНЕМ (АЛЖИР) НА СТАТИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ И СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ**

*Горбов В.А., инженер, Бедняков В.Г., кандидат техн. наук  
(ОАО «НИИЭС»)*

При разработке проектных решений гидротехнических туннелей, входящих в состав основных сооружений гидроузлов, одним из важнейших вопросов является обоснование прочности обделок туннелей при действии статических нагрузок и сейсмических воздействиях. Обоснование проектного решения обделки туннеля водозабора гидроузла Ренем выполнялось численным методом. Трасса туннеля, протяженностью 220 м, проходит в плотных известняках в сейсмически активном районе 8-балльной сейсмической интенсивности. Туннель подковообразного сечения, высотой 4 м, с очертанием сводовой части по внутреннему контуру радиусом  $R = 2$  м и толщиной обделки 0,4 м.

При разработке туннельной выработки в массиве горных пород происходит развитие деформаций природного массива и возникновение статических нагрузок на бетонную обделку туннеля. Напряженно-деформированное состояние обделки туннеля обусловлено совместным действием статических нагрузок и динамической нагрузки при сейсмическом воздействии 8-балльной интенсивности.

К основным статическим нагрузкам, действующим на подземные гидротехнические сооружения, относятся [1]:

горное давление скального массива, возникающее при действии гравитационных сил;

наружное гидростатическое давление воды;

собственный вес бетонной обделки.

Расчет обделки туннеля на вышеуказанные статические нагрузки выполнялся для четырех сечений туннеля водозабора (рис. 1)\*.

При проведении численных расчетов были приняты следующие характеристики массива скальных пород, вмещающего туннель:

модуль деформации  $E = 6800$  МПа;

коэффициент Пуассона  $\nu = 0,2$ ;

объемный вес  $\gamma = 25$  кН/м<sup>3</sup>;

Характеристики бетона обделки:

модуль деформации  $E = 0,7 \cdot 2700$  МПа = 1890 МПа;

коэффициент Пуассона  $\nu = 0,2$ ;

объемный вес  $\gamma = 25$  кН/м<sup>3</sup>.

Сечение 4 – 4 обделки туннеля под ядром плотины рассчитывалось также на статическую нагрузку от внешнего давления цементационного раствора при производстве работ по устройству противифльтрационной завесы вокруг туннеля. Расчетная область сечения 4 – 4 приведена на рис. на цветной вкладке.

Анализ результатов расчета напряженного состояния в четырех сечениях обделки туннеля водозабора на статические нагрузки показал, что наиболее нагруженным сечением, характеризующимся максимальными значениями нормальных напряжений в обделке, является сечение 4 – 4 под ядром плотины. Это обусловлено давлением цементационного раствора на наружную поверхность обделки туннеля при поэтапном проведении работ по устройству противифльтрационной цементационной завесы вокруг туннеля при рабочем давлении  $P = 8$  кгс/см<sup>2</sup>. Величины нормальных напряжений в сечениях 1 – 7 (рис. 2) обделки туннеля на участке под ядром плотины для четырех этапов статической нагрузки при производстве работ по устройству цементационной завесы вокруг туннеля приведены в табл. 1.

Расчет туннеля на динамическую нагрузку, вызванную сейсмическим воздействием, заданным акселерограммой 8-балльного землетрясения (рис. 3), выполнялся в соответствии с положением, что сейсмические колебания исследуемой расчетной области, включающей обделку туннеля и вмещающий ее массив скальных пород, определяются инерционными, деформационными и диссипативными свойствами расчетной области.

\* Численные расчеты на статические нагрузки выполнены инж. Е.В. Багиной



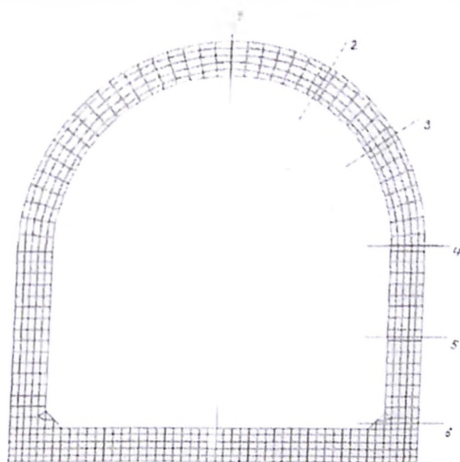


Рис. 2. Конечно-элементная аппроксимация обделки туннеля. Расчетные сечения 1 – 7.

Таблица 1  
Нормальные напряжения в обделке туннеля от статической нагрузки при устройстве противофильтрационной цементационной завесы, МПа.

Сечение обделки рис 2	Этап 1		Этап 2		Этап 3		Этап 4	
	$\sigma_{\text{внутр.}}$	$\sigma_{\text{внеш.}}$	$\sigma_{\text{внутр.}}$	$\sigma_{\text{внеш.}}$	$\sigma_{\text{внутр.}}$	$\sigma_{\text{внеш.}}$	$\sigma_{\text{внутр.}}$	$\sigma_{\text{внеш.}}$
1	0,45	- 0,87	- 0,44	- 1,3	- 0,8	- 1,12	0,55	- 0,23
2	- 0,24	- 0,74	- 0,25	- 0,63	- 0,3	- 0,57	- 0,15	- 0,48
3	- 3,23	- 2,87	- 3,17	- 3,32	- 0,27	- 0,24	- 2,47	- 2,55
4	- 5,25	- 4,2	- 5,28	- 4,44	- 0,41	- 0,39	- 4,87	- 3,97
5	- 4,27	- 4,45	- 4,54	- 4,7	- 0,37	- 0,42	- 4,46	- 4,47
6	- 2,55	- 3,25	- 4,71	- 3,41	- 0,47	- 0,3	- 5,56	- 3,5
7	1,52	0,4	1,58	0,42	0,91	- 0,2	1,97	0,37

Движение линейной динамической системы описывается системой уравнений:

$$[M] \ddot{u} + [C] \dot{u} + [K] u = \{f(t)\} \quad (1)$$

где  $K$ ,  $C$ ,  $M$  — соответственно матрицы жесткости, деформирования и масс;  $\{f(t)\}$  — сейсмическое воздействие, заданное реальной записью акселерограммы;  $\ddot{u}$ ,  $\dot{u}$ ,  $u$  — векторы ускорений, скоростей и перемещений, соответственно.

Решение линейной динамической системы с уравнениями движения вида (1) ищется с использованием нормальных координат

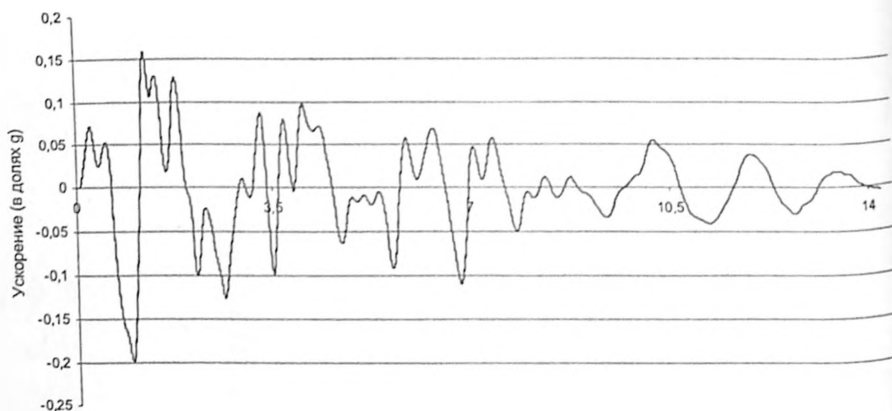


Рис. 3. Акселерограмма восьмибального землетрясения.

вектора перемещений  $\{x\}$ , где  $u = [\phi] \cdot \{x\}$ , а  $[\phi]$  — матрица собственных векторов, полученных из решения следующего матричного уравнения:

$$[K]_i = \omega^2 [M]_i \quad (2)$$

С использованием данного решения матричное уравнение (1) преобразуется в систему уравнений, представленную ниже

$$\ddot{x}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{x}_i + \omega_i^2 x_i = [\Phi]^T \{f(t)\}, \quad i = 1, \dots, N \quad (3)$$

где  $\ddot{x}_i, \dot{x}_i, x_i$  — ускорение, скорость и перемещение по  $i$ -ой нормальной координате соответственно;  $\xi_i$  — параметр затухания по  $i$ -ой нормальной координате;  $\omega_i$  — частота, соответствующая  $i$ -ой форме колебаний.

При рассмотрении взаимодействия отделки туннеля с вмещающим его массивом горных пород при динамическом воздействии учитывались различные физические явления, вызывающие затухания колебаний: рассеяние энергии волн в обделке туннеля, рассеяние энергии волн в окружающем горном массиве, рассеяние энергии волн на границе контура расчетной области массива горных пород.

В связи с тем, что процессы рассеяния энергии колебаний имеют различную природу, для упрощения будем предполагать, что матрица демпфирования этим преобразованием приводится к диагональному виду. И это затухание является релейским, то есть матрица затухания является матрицей, состоящей из двух частей, одна из которых пропорциональна матрице масс, а вторая — матрице жесткости:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (4)$$



При таком подходе  $C_1 = 2\xi_1\omega_1 = \alpha + \beta\omega_1^2$

или

$$\xi_1 = \frac{\alpha}{2\omega_1} + \frac{\beta\omega_1}{2}$$

где  $\alpha$  и  $\beta$  — некоторые числа.

Можно также рассмотреть модальное затухание как функцию от значения критического затухания, то есть  $\xi_1 = \frac{C_1}{C_c}$ . В данной работе

моделирование механизма затухания осуществлялось с помощью демпферов. При этом сила сопротивления в демпфере принималась пропорциональной относительной скорости перемещения его концов. Матрица жесткости зависит от геометрических и физико-механических параметров исследуемой расчетной области, вида рассматриваемого напряженного состояния и формулируется программно. При интегрировании уравнений (1) равновесие расчетной области рассматривается в дискретных точках временного интервала от 0 до  $t$ . Методика расчета туннеля на сейсмическое воздействие заключается в интегрировании системы уравнений (1).

Прямое интегрирование этих уравнений выполняется методом Ньюмарка [2]. При решении системы уравнений (1) для заданных начальных условий использовалась запись реальных ускорений 8-балльного землетрясения, характеризующаяся высокочастотным составом с преобладающим периодом колебаний  $T = 0,13$  сек.

Результаты расчетов сечения 4 — 4 обделки туннеля на сейсмическое воздействие, заданное акселерограммой, приведены на рис. на цветной вкладке.

Для наиболее нагруженных расчетных сечений по длине туннеля 3 — 3 и 4 — 4 (рис. 1) в сечениях 1 — 7 по контуру обделки определены величины внутренних усилий: изгибающего момента  $M$  и продольной силы  $N$  (табл. 2). По формуле внецентренного сжатия выполнен анализ прочности обделки туннеля и подбор арматуры [3]. Площадь сечения рабочей арматуры в сечении туннеля 4-4 составляет:

$$A_s = N/R_s + M/(R_s \times z) \quad (5)$$

где  $R_s = 3650$  кгс/см<sup>2</sup> — расчетное сопротивление арматуры растяжению;  $z = 30$  см — плечо пары сил;

$$A_s = 46810/3650 + 213000/(3650 \cdot 30) = 12,82 + 1,95 = 14,77 \text{ см}^2.$$

Принимаем арматуру  $\varnothing 16$  мм, 8 стержней, общей площадью

$$A_s = 2,01 \text{ см}^2 \times 8 = 16,08 \text{ см}^2$$

Схема армирования по длине туннеля принята постоянной и показана на рис. 4.

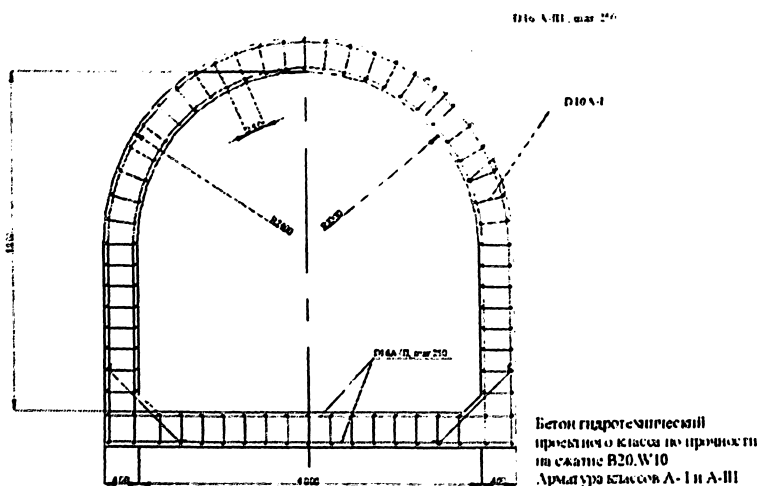


Рис. 4. Схема армирования обделки туннеля.

Игибающие моменты и продольные силы в сечениях 3-3 и 4-4 Таблица 2

Расчётные сечения туннеля (рис. 1)	Игибающий момент $M$ (кН·м), продольная сила $N$ (кН)	Сечения обделки (рис. 2)						
		1	2	3	4	5	6	7
3-3	$M$	4,2	2,5	-2,1	-6,5	7,9	-4,6	1,6
	$N$	-524,8	-141,9	-864,6	-1292,6	-1237,4	-967,6	25,1
4-4	$M$	4,3	8,4	1,1	-12,1	0,1	-27,4	21,3
	$N$	64,2	-126,3	-1004,2	-1768,3	-1786,1	-412,2	468,1

#### ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.06.09-84. Туннели гидротехнические. Госстрой СССР. М.: ЦИТИ Госстроя СССР. 1985.
2. Ньюмарк Н., Розенблюэт Э. Основы сейсмостойкого строительства. М.: Стройиздат. 1980.
3. Руководство по проектированию гидротехнических туннелей. М.: Стройиздат. 1982.

## ЧИСЛЕННЫЕ МОДЕЛИ ОЧАГОВ РЕАЛЬНЫХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ

*Лятхер В.М., доктор техн. наук (ОАО «НИИЭС»), Островерх Б.Н., доктор техн. наук (Институт Гидромеханики НАН Украины)*

Одной из фундаментальных проблем сейсмологии является прогноз характеристик сильных движений поверхности земли, возникающих вследствие высвобождения внутренней энергии тектонических деформаций в очаге. Важность этой проблемы объясняется еще и тем, что всё большее число крупных сооружений (ГЭС, АЭС и др.) возводятся в районах сейсмической активности, сейсмологические данные по которым или отсутствуют, или представлены за очень короткий период. Между тем, именно для этих объектов важно знать воздействия редкой повторяемости. Проблема имеет важное значение и для улучшения методики анализа данных измерений, и объяснения явлений, наблюдаемых при землетрясениях. Решение проблемы связано с созданием физико-механической модели очага.

Широкое распространение получили дислокационные модели очага Введенской А.В., Хаскелла Н., Кострова Б.В. и др., где используется аналитическое решение задачи о распространении волн от внезапного скачка смещения, распределённого по некоторой плоскости бесконечного пространства. Физически более обоснованной представляется модель в виде развивающейся трещины сдвига, где могут быть применены численные методы конечных разностей (МКР [1]) и конечного элемента (МКЭ [4, 7]), что позволяет учесть неоднородность среды, неровности поверхности и другие реальные свойства очага и эпицентральной зоны. После построения модели очага возникает сложная задача проверки ее адекватности реальным землетрясениям.

Целью настоящей работы является оценка адекватности предложенной модели очага в виде наклонной развивающейся трещины сдвига, разработанной в развитие модели очагов в виде вертикальных и горизонтальных развивающихся трещин сдвига [1], путем сравнения с параметрами реального землетрясения и другими его моделями. В этом смысле большие возможности для исследователей представлены землетрясением, основным толчок которого произошел 9 февраля 1971 г. в долине Сан Фернандо (шт. Калифорния, США). В связи с уточнением механизма этого землетрясения и выбором параметров очага для его моделирования проанализируем некоторые доступные источники. В настоящее время это одно из наиболее полно изученных крупных землетрясений. Вблизи его эпицен-

тра оказались пять сейсмических станций, причем одна из них (на плотине Пакойма) непосредственно над очагом главного толчка. Всего во время землетрясения зарегистрировано более 200 записей движений, что представляет наибольшую коллекцию, собранную когда-либо с одного землетрясения [2, 3]. Из этих записей более 175 относятся к району Лос Анджелеса в радиусе 20 – 50 км от эпицентра. Непосредственно после землетрясения были проведены геологические и геодезические изыскания, снабдившие сейсмологов данными о геологическом строении коры, расположении разломов, а также величинами вертикальных остаточных смещений в районе выхода на поверхность разломов Сан Фернандо и Сан Габриел [4, 5].

Уже первые исследования механизма очага землетрясения Сан Фернандо показали, что геометрия разрывов и процесс развития тектонических деформаций значительно более сложны, чем у многих других землетрясений. Это привело к тому, что, несмотря на большое количество исследований, к настоящему времени еще не выработана непротиворечивая модель очага этого землетрясения, описывающая все характерные фазы движения, зарегистрированные на акселерограммах. Используемые параметры пространственных и плоских дислокационных моделей достаточно сильно различаются (табл. 1). В целом суждения исследователей согласуются в том, что поверхность очага в разломе Сан Фернандо имеет криволинейный вид с углом падения, меняющимся от  $20^\circ - 25^\circ$  (по некоторым моделям от  $40^\circ$ ) вблизи поверхности земли до  $50^\circ - 55^\circ$  у гипоцентра, расположенного на глубине 8 – 13 км [3,6 – 8] (рис. 1).

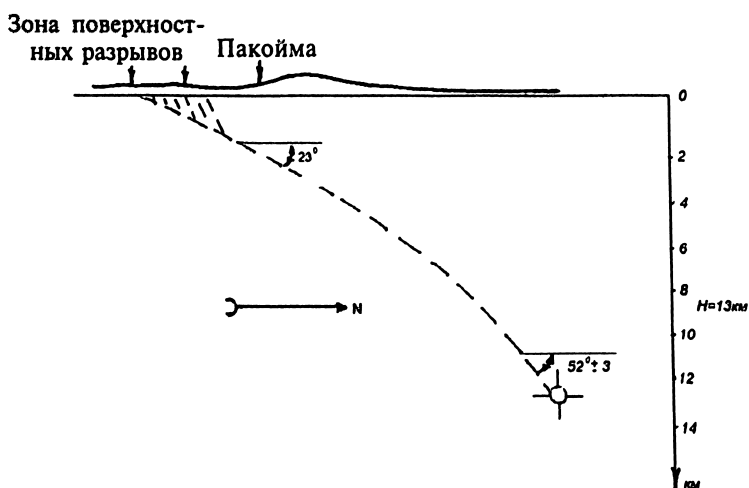


Рис. 1. Схематический разрез поперек разлома Сан Фернандо.

Таблица 1  
Сравнительная таблица параметров очага землетрясения 9 февраля 1971 г., Сан Фернандо (США)

№	Источник	Модель очага	Размерность модели	Наклон разлома, град.	Длина, км	Ширина, км	Средняя напряженность, бар	Среднее остаточн. смещение в очагах, см	Скорость движения разрыва, км/с	Геологический, разрез	Скорость продольных волн, км/с	Скорость поперечных волн, км/с
1.	Трифунак [2]	дислокац.	3	40	18	12,5	100	393	2,0	однородн.	2,2	1,2
2.	Маккауэн и др. [4]	трещ. (МКЭ)	2	45	13,4	∞	290	250	2; 2,5	неоднородн.	2,4-5,2	1,2 - 3,4
3.	Бушон [8]	дислокац.	2	52; 40	19,5	∞	?	?	2,5	однородн.	5,6	3,2
4.	Болт [10]	дислокац.	3	45	18	?	?	?	2,5	однородн.	5,5	3,3
5.	Нязи и др. [11]	дислокац.	2	52	17,5	∞	?	76	2,5	однородн.	5,6	3,2
6.	Джангла и др. [7]	трещ. (МКЭ)	2 и 3	45	11	14	24	500	?	однородн.	2,5	1,2
7.	Бур, Зобак [9]	дислокац.	2	52	15	∞	165	?	2,5	однородн.	5-6	2,8 - 3,3
8.	Ханкс [6]	дислокац.	2	23 - 52	18	∞	340-1400	460-920	?	однородн.	?	?
9.	Канитец и др. [12]	дислокац.	3	52	14	14	70	280	2,0	однородн.	?	?
10.	Микумо [13]	дислокац.	3	50	14	19	40 - 65	140	2,5	неоднородн.	?	?
11.	настоящее исследование	трещ. (МКР)	2	45	13,5	∞	(50)-19	(280)-188	2,5	неоднородн.	2,4 - 5,2	1,2 - 3,4

? — данные в источнике не приведены

Измерения остаточных перемещений на поверхности земли [5] свидетельствуют, что по разлому происходил преимущественно надвиг верхнего массива в юго-западном направлении.

Построение геологического разреза выполнено по данным геофизической разведки и глубинного бурения [5]. На рис. 2, взятом из работы [4] (номера на рис. 1 пояснены в табл. 2), видно, что строение района можно представить в виде слоев скальных пород, ограниченных с севера активными разломами Сан Фернандо и Сан Габриел. Геологический разрез выбран таким образом, что он пересекает разлом Сан Фернандо почти посередине очага. Кроме того, он проходит вблизи плотины водохранилища Пакойма, где получены хорошие записи движений поверхности земли, вызванных главным толчком землетрясения 9 февраля 1971 г. Эти записи выбраны для сравнения с расчетными сейсмограммами в большинстве работ, посвященных моделированию рассматриваемого землетрясения.

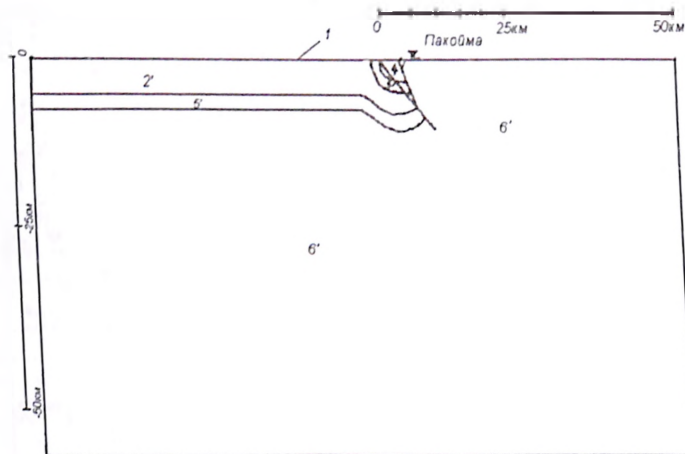


Рис. 2. Схема расположения геологических толщ в разрезе по разломам Сан Фернандо и Сан Габриел [4].

Следующим важным фактором, влияющим на параметры землетрясения и подлежащим выбору при моделировании очага, является напряженно-деформированное состояние рассматриваемого участка коры и величина сбрасываемого трещиной сдвигового напряжения («stress drop»). Как видно из сравнительной табл. 1, этот фактор также назначается различными авторами с большим разбросом. Это объясняется не только различием выбранных моделей, но также точностью определения этого параметра. Основой для определения напряженного состояния перед землетрясением являются замеренные остаточные смещения [5] (рис. 3), служащие граничными условиями для решения обратной задачи теории упругости, которая, как известно,

Характеристики скальных пород в разрезе поперек разлома Сан Фернандо по данным [4]

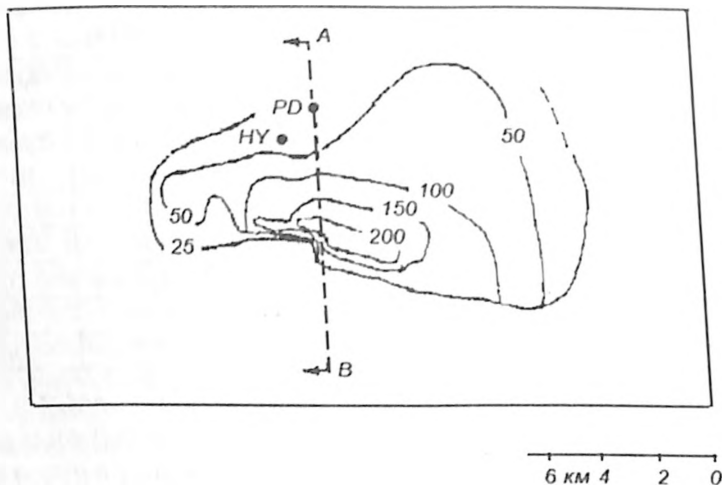
№ на разрезе	№ по принятой схеме	Скорости продольных волн $C_p$ , (км/с)	Скорости поперечных волн $C_s$ , (км/с)	Объемный вес, (т/м <sup>3</sup> )	Коэффициент Пуассона, $\nu$
1'	-	1,9	0,8	1,9	0,39
2'	1	2,4	1,2	2,0	0,33
3'	2	3,0	1,5	2,3	0,33
4'	2	3,1	1,6	2,3	0,33
5'	3	3,5	2,1	2,7	0,22
6'	4	5,2	3,4	2,8	0,127

является некорректной. Для выхода из этого положения в работе Маккауэна и др., например, вводится коррекция полученного решения на основании метода наименьших квадратов, где решение обратной задачи рассматривается как некоторый стохастический процесс.

Единственным параметром землетрясения, по которому расхождения минимальны, является скорость распространения трещин ( $V_{тр}$ ) по разлому, что подтверждает правильность предложения о выборе скорости испарывания  $V_{тр}$  в качестве основного параметра в граничных условиях задачи моделирования очага землетрясения. В работе Маккауэна и др. рассмотрены варианты распространения трещины со скоростями  $V_{тр} = 2$  км/с и  $V_{тр} = 2,5$  км/с. Влияние  $V_{тр}$  на параметры землетрясения рассмотрены также путем численного экспериментирования на предлагаемой модели [1]. Исследования показали, что при заданной глубине очага скорость распространения трещин является единственным параметром, влияющим на скорость движения поверхности земли. В то же время сохранение скорости распространения трещины при увеличении глубины приводит к существенному уменьшению (за пределы реальных значений) скорости движения частиц на поверхности. Это заставляет предположить, что скорость распространения зоны разрушения по разлому может быть значительно больше скорости поперечных волн и даже больше скорости продольных волн. Разумеется, этот вывод относится к «кажущейся» скорости распространения и может объясняться, например, одновременным зарождением нескольких микроочагов на линии трещины. Такая «самосинхронизация» очага в рамках механической модели маловероятна, однако становится более реалистичной, если учесть сильные электромагнитные колебания, сопровождающие разрушения горных пород.

Геологический разрез (рис. 2) в принятой модели несколько упрощается по сравнению с [4]: не учитывается наличие аллювиаль-

а)



б)

По А - В

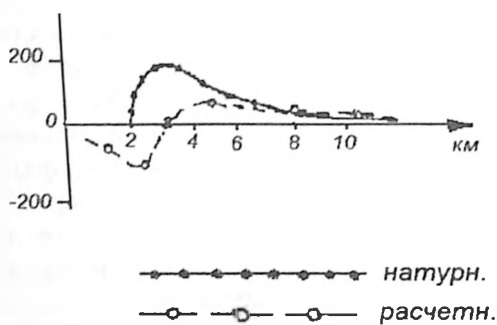


Рис. 3. Остаточные смещения после землетрясения Сан Фернандо: а) поле вертикальных остаточных смещений [5]; б) эпюры вертикальных остаточных смещений по расчетному сечению.

ного слоя 1' в нижнем бьефе водохранилища Пакойма, а слои 3' и 4' считаются однородными. В соответствии с возможностями программы в разрезе остается 4 различных слоя, упругие характеристики которых и размещение неоднородностей по расчетной области видно из табл. 2.

Скорость развития трещины принята постоянной по всей длине трещины.

Предлагаемая численная модель сформулирована в рамках плоской краевой задачи динамической теории упругости. Предположение о малой толщине зоны разрушения позволяет записать на бере-



гах развивающейся трещины граничные условия, обеспечивающие образование трещины сдвига и проницаемость трещины для нормальных напряжений [1]. В системе координат, связанной с трещиной (предположим для конкретности, что трещина сдвига направлена вдоль оси ординат и имеет абсциссу  $x = x_{mp}$ ), трещина развивается с некоторого момента  $t_0$ , а граничные условия на берегах трещины при нулевых начальных условиях будут иметь вид:

$$\left. \begin{aligned} \tau_{xy}(x_{mp}, y, t) &= -\tau_{xy}^{\text{ст}}(x_{mp}, y, t) \\ \sigma_x(x_{mp} + \varepsilon, y, t) &= \sigma_x(x_{mp} - \varepsilon, t) \end{aligned} \right\} \text{при } t > t_0; 0 < y < V_{mp}(t - t_0); y \leq L.$$

Как видно из приведенных граничных условий, для определения динамических составляющих в предлагаемой постановке достаточно знать распределение статических касательных напряжений  $\tau_{xy}^{\text{ст}}$  по линии развития трещины. С целью сравнения с работой [4] примем полученное там расчетное распределение сбрасываемого напряжения вдоль разлома Сан Фернандо, приняв за единицу максимальное значение  $\Delta\tau$ , равное 650 бар (среднее значение  $\Delta\tau_{\text{ср}} = 290$  бар). В дальнейшем специально рассмотрим вопрос определения тектонического напряженного состояния в очаге землетрясения, которое может быть получено с помощью предлагаемой модели. В отличие от работы [4] эпюру касательных напряжений начнем с нулевых значений, что соответствует граничным условиям на свободной поверхности (рис.4).

Характерной особенностью предлагаемой постановки задачи является то, что скорость распространения трещины, ее расположение и конечная длина  $L$  не определяются в результате решения задачи, а являются параметрами краевой динамической задачи [1].

Описанная постановка основана на возможностях применяемой расчетной схемы МКР [14] реализовать граничные и контактные условия для динамических задач неоднородной сплошной среды. Рассматриваемое тело заменяется сеточной областью, которая интерпретируется как совокупность конечных элементов (в основном прямоугольных и треугольных), находящихся под воздействием напряжений, распределенных по их сторонам (сетка напряжений), и объемных сил (в том числе сил инерции, отнесенных к центрам элементов, образующих сетку перемещений). Тогда разностные уравнения выражают уравнения движения указанных конечных элементов и уравнения состояния. Раздельное выполнение операций, связанных с уравнениями движения и уравнениями состояния (для упругого тела — это закон Гука), позволяет легко выполнять граничные условия не только на свободной поверхности, но и внутри области, например, вносить возмущения усилий по сторонам внутренних элементов. Этим самым внутри тела приближенно моделируются граничные условия типа ус-

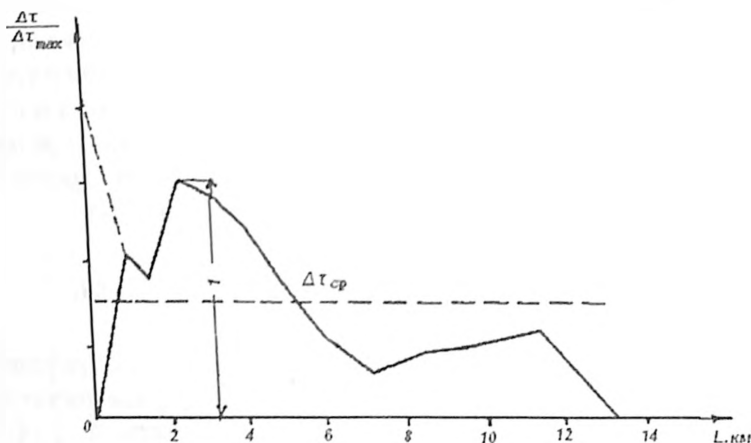


Рис. 4. Распределение расчетного сбрасываемого касательного напряжения по падению разлома Сан Фернандо.

ловий образования трещины сдвига, приведенных выше. При этом скорость распространения трещины, в соответствии с постановкой задачи, может быть произвольной функцией по длине трещины. Это же свойство разностной схемы даст возможность вычислять напряжения в каждом узле сетки по местным физико-механическим характеристикам, то есть рассматривать неоднородные области, что имеет большое значение при моделировании реальных геологических условий.

Так как очаг моделируется в полубесконечной области, которая в разностной формулировке аппроксимируется конечной сеточной областью, то на границах последней, кроме совпадающих с поверхностью, сформулированы разностные условия излучения [14].

Сравнение плоской и пространственной моделей очага показало, что условием применимости двумерной модели (плоская деформация) для прогноза движений в эпицентральной области является превышение ширины очага  $B$  его длины  $L$  [3, 7], которое выполняется в рассматриваемом случае. Для рассматриваемого землетрясения также установлено [9], что свободная поверхность над очагом может быть принята плоской. В механизме рассматриваемого очага преобладают надвигобросовые деформации, поэтому при выборе перечника в направлении, перпендикулярном простиранию разлома, можно пренебречь краевыми эффектами.

На основании описанной постановки и метода конечных разностей составлена алгол-программа решения краевой задачи на ЭВМ. Программа обладает достаточной универсальностью и позволяет мо-

делировать очаги землетрясений мелкого и среднего заложения с учетом произвольности угла наклона падения разлома, с учетом неоднородностей рассматриваемого участка коры и неровностей свободной поверхности. В соответствии с описанными выше параметрами физико-механического строения коры и геометрических размеров предполагаемого очага в программу введены исходные данные и проведен расчет, представляющий численную модель землетрясения Сан Фернандо.

Для численного моделирования очага землетрясения в виде наклонной трещины применяем квадратную МКР сетку, где одна из осей координат совпадает с линией развития трещины. Таким образом, угол наклона трещины получается постоянным и равным  $45^\circ$  относительно поверхности земли. Следовательно, сброс напряжений, как и в [4], происходит только по разлому Сан-Фернандо, а разлом Сан-Габриел остается закрытым. На рис. 5 пунктиром показана область разностной сетки и ее расположение относительно свободной поверхности, которая в отличие от [4] принята плоской и в принятой системе координат образует наклонную плоскость (рис. 6, 7).

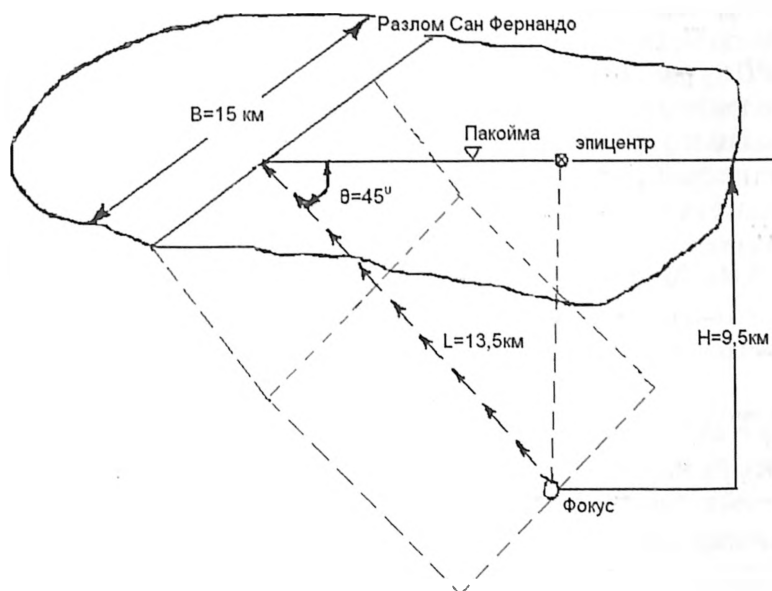


Рис. 5. Пространственная схема механизма землетрясения Сан Фернандо 9 февраля 1971 г.

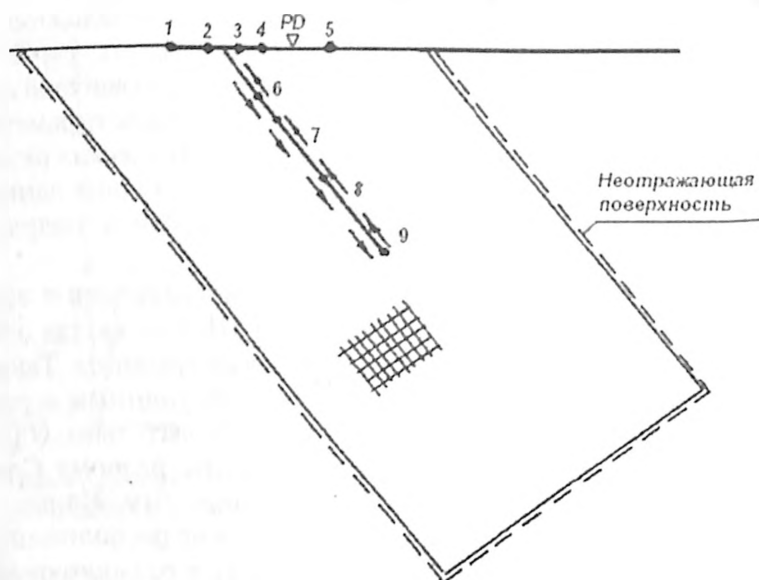


Рис. 6. Схема расчетной сеточной области, включающей очаг землетрясения Сан Фернандо.

Полученные в результате расчетов сейсмограммы в контрольной точке поверхности вблизи плотины Пакойма (обозначена символами  $PD$  на рис. 2, 6, 7) показаны на рис. 8. Смещения берегов разлома, а также движение точки 3, принадлежащей как берегу разлома, выходящего на поверхность, так и поверхности, вычисляются в собственной системе координат трещины, то есть ось ординат  $^T y$  совпадает с направлением развития трещины, а положительное направление оси абсцисс  $^T x$  совпадает с направлением на север. В системе координат  $(x, y)$ , связанной с поверхностью земли, выполнено построение графиков движения поверхностных точек, для чего производился пересчет по формулам:

$$u = {}^T u \cos \varphi - {}^T v \sin \varphi; v = {}^T u \sin \varphi + {}^T v \cos \varphi,$$

где  $\varphi = 45^\circ$  — угол наклона разлома.

Все расчеты по предлагаемой методике ведутся в безразмерных величинах (помечены чертой):

$$\bar{u} = u/h;$$

$$\bar{t} = t C_{pA}/h; \chi = \Delta \bar{t} = \Delta t C_{pA}/h = 0,708;$$

$$\bar{\sigma} = \sigma / (\rho_4 C_{pA}^2) = \sigma / (\lambda_4 + 2\mu_4) = \frac{\sigma}{\rho_0};$$

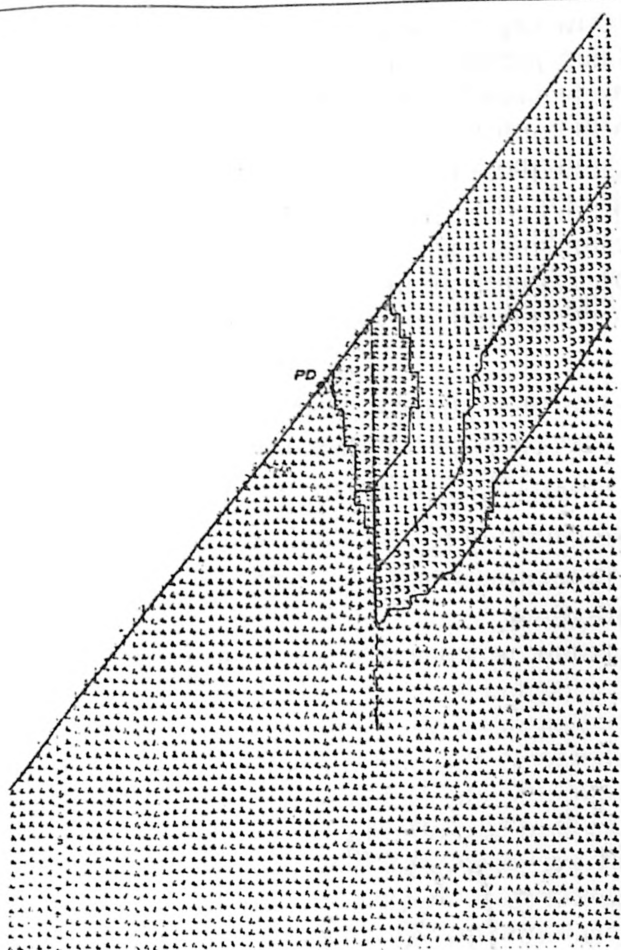


Рис. 7. Поле неоднородностей в рассматриваемой сеточной области.

скорость  $\bar{V} = V / C_{p,4}$ ;

ускорение и т.д.

Здесь  $h$  — характерный геометрический размер (в данном случае принят шаг разностной сетки  $h = 500$  м);  $\rho_4, C_{p,4}, \lambda_4$  и  $\mu_4$  — соответственно, плотность, скорость распространения продольной волны и коэффициенты Ляме для материала, где продольная скорость максимальна;  $p_0$  — размерная величина единичного безразмерного снимаемого напряжения, нормируемого по константам материала с наибольшей  $C_p: p_0 = \rho_4 C_{p,4}^2$ . В соответствии с этим результат, полученный для единичного снимаемого напряжения,

может быть пересчитан на любую величину при условии сохранения закона распределения заданных напряжений по линии раскрытия трещины. Чтобы получить расчетные смещения, близкие к натурным в контрольных точках  $PD$  и  $HV$ , примем среднее снимаемое касательное напряжение на трещине равным  $\Delta\tau_{cp} = 5$  МПа (50 бар, то есть почти в 6 раз меньше, чем у Маккауэна и др.). Шену единичного деления безразмерной шкалы перемещений (на всех графиках первая шкала слева — безразмерная) можно определить по следующей формуле:

$$\Delta u = \Delta\tau_{max} h / p_0,$$

где в данном случае  $p_0 = 2,8 \cdot 5200^2 / 9,81 = 7,73 \cdot 10^6 \text{ Т/м}^2 = 7,73 \cdot 104$  МПа.

Так как при  $\Delta\tau_{ch} = 5$  МПа максимальное снимаемое напряжение  $\Delta\tau_{max} = 11$  МПа, то  $\Delta u = 11 \cdot 500 / (7,73 \cdot 104) = 0,07 \text{ м} = 7 \text{ см}$ . Эти результаты нанесены на третьей шкале (рис. 8).

По данным работы [4]  $\Delta\tau_{max} = 65$  МПа;  $\Delta u = 65 \cdot 500 / (7,73 \cdot 104) = 0,42 \text{ м} = 42 \text{ см}$ .

Последние результаты нанесены на второй шкале (11 на рис. 8).

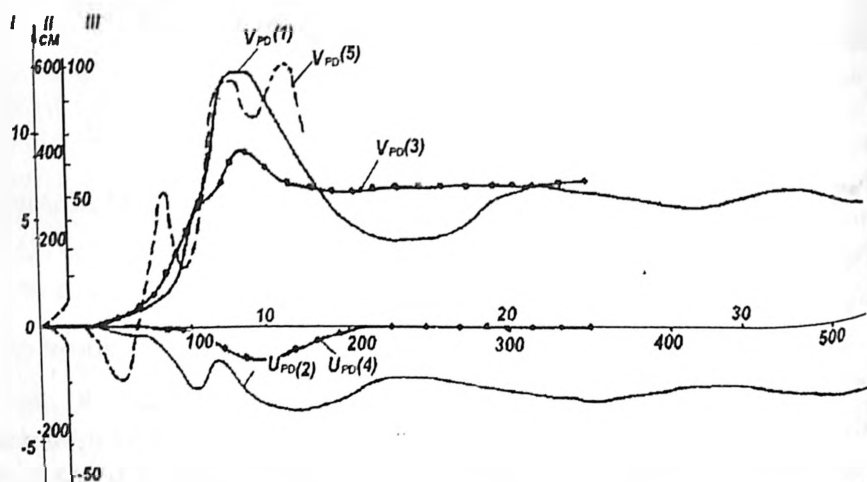


Рис. 8. Расчетные сейсмограммы в контрольной точке поверхности (плотина Пакойма): 1, 2 — вертикальная и горизонтальная компоненты по предлагаемой методике; 3, 4 — то же по дислокационной модели [2]; 5 — вертикальная компонента по МКЭ модели [4].

Расчетные графики (рис. 9, 10) свидетельствуют о том, что внезапное развитие трещины по разлому Сан Фернандо вызывает сильные низкочастотные колебательные движения поверхности после выхода трещины на поверхность земли. После землетрясения все точки поверхности, а также берегов трещины приобретают остаточные смещения, что позволяет произвести сравнение предлагаемой модели очага с натурными геодезическими измерениями остаточных смещений. Для проведения сравнения с натурными данными на рис. 3 построена эпюра остаточных вертикальных смещений по разрезу А—В в направлении север — юг. Остаточные вертикальные смещения в районе станции Пакойма (PD) составляют около 40 см, а у госпиталя ветеранов (HV) — около 50 см (рис. 36). Максимальное поднятие в 200 см приурочено к выходу разлома на поверхность. Эти цифры соответствуют среднему снимаемому напряжению 50 бар.

Если принять данные о снимаемых напряжениях в очаге, приведенные в работе Маккауэна и др. [4], то остаточное смещение у Пакоймы получается 240 см. Остаточные смещения станции на плотине Пакойма по дислокационной модели Трифунака [2] составляют около 59 см при снимаемом среднем напряжении в 60 бар, что достаточно хорошо совпадает с натурными наблюдениями и подтверждает качественную и количественную правильность наших результатов. Можно отметить также качественное совпадение наших результатов с расчетом по МКЭ модели Бушона [8], где теоретические сейсмограммы получены по двухсегментной модели. Относительное расчетное смещение берегов трещины меняется от 25 см до 280 см, что также количественно совпадает с решениями Бушона, где принято приблизительно такое же снимаемое напряжение, как у нас, то есть около 50 бар (табл. 1). Так как трещина выходит на поверхность, то естественно, что максимальные относительные смещения берегов трещины наблюдаются вблизи поверхности. Вследствие неравномерности эпюры снимаемого напряжения и неотрывного движения берегов трещины, максимум относительного смещения несколько смещен вниз по трещине, что качественно соответствует и решению Маккауэна. Это видно на рис. 11, где решение Маккауэна показано сплошной линией, а полученное в настоящей работе — пунктирной. Необходимо напомнить, однако, что снимаемое напряжение в расчете Маккауэна почти в 6 раз больше. Объяснить последнее расхождение не представляется возможным.

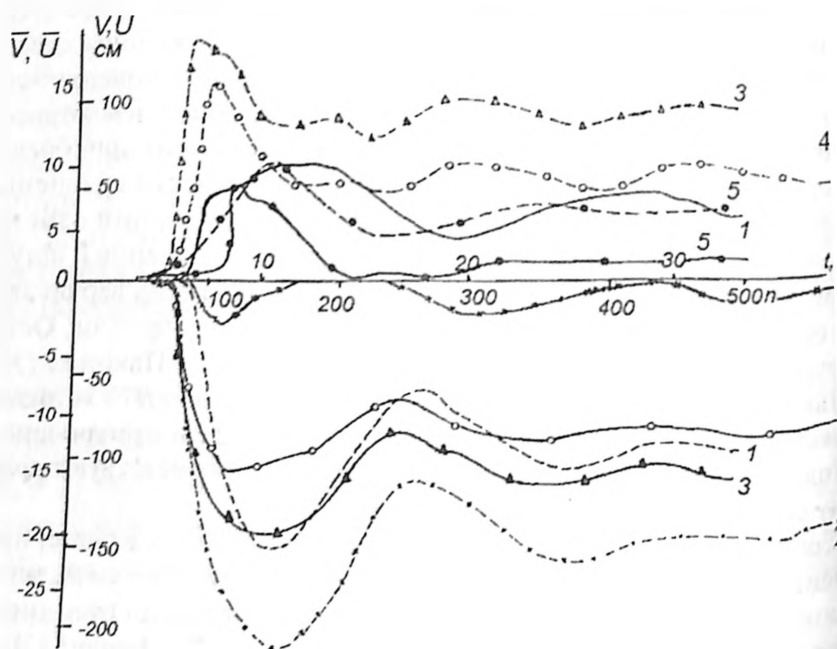


Рис. 9. Колебания свободной поверхности:  
 точки по рис. 6 ————  $-U$ , - - - -  $-V$ .

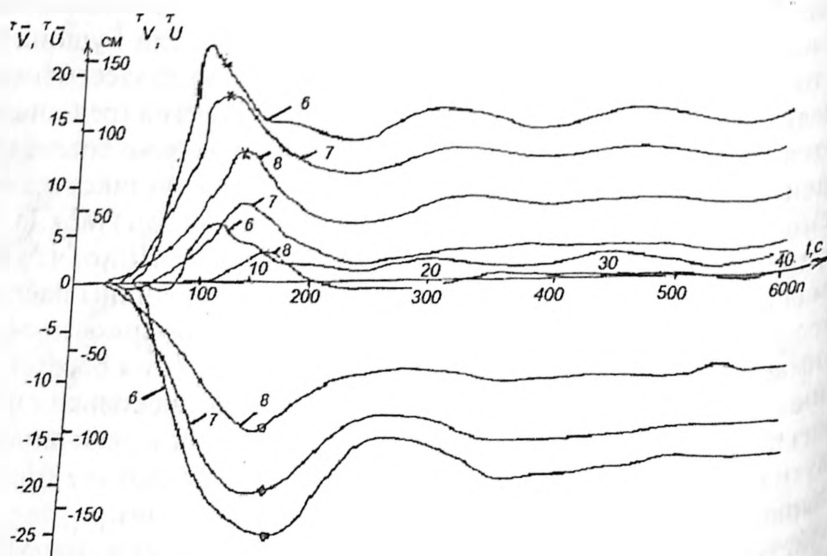


Рис. 10. Колебания берегов трещины, моделирующей очаг землетрясения: -o-o-, -x- компоненты  ${}^T V$  в точках по рис. 6 ниже и выше трещины; ———— компоненты  ${}^T U$ .



Еще одним показателем для сравнения модели с натурными данными является время прибытия в точку наблюдения продольных и поперечных волн от нижнего конца трещины. Для этого переведем в размерные величины временные шкалы на графиках. Шаг по времени равен

$$\Delta t = \chi \frac{h}{C_{p,4}} = 0,708 \cdot 500/5200 = 0,068 \text{ с.}$$

Размерные координаты времени в секундах показаны на всех рисунках. Времена прибытия продольной ( $t_p$ ) и сдвиговой ( $t_s$ ) волн по прямой  $L = 11,5$  км составляют:

$$t_p = L/C_{p,4} = 11,5/5,200 = 2,2 \text{ с; } n_p = t_p/\Delta t = 2,2/0,0681 = 32 \text{ (шага)}$$

$$t_s = L/C_{s,4} = 11,5/3,4 = 3,4 \text{ с; } n_s = t_s/\Delta t = 3,4/0,0681 = 50 \text{ (шагов).}$$

На рис. 8 – 10 видно, что время прибытия продольной волны совпадает с первым вступлением, которое заметно на графике вертикальных смещений поверхности, а время прибытия поперечной волны совпадает с началом роста горизонтальных смещений. На графиках можно также заметить время окончания развития трещины  $t_{\text{кмп}} = 13,0/2,5 = 5,2$  с, связанное с выходом трещины на поверхность и сопровождаемое существенным увеличением смещений. Распространение смещений по поверхности происходит со скоростью релевской волны. Время прибытия волны Релея определим от момента раскрытия разлома на поверхности (совпадает с  $t_{\text{кмп}}$ ). Пробегание волны Релея в точку *PD* происходит по двум скальным породам (2 и 4) с соответствующими скоростями (корни уравнения Релея для пород 2 и 4 соответственно  $\alpha_{R,2} = 0,93$  и  $\alpha_{R,4} = 0,9$ )

$$v_{R,2} = \alpha_{R,2} C_{s,2} = 0,93 \cdot 1,5 = 1,4 \text{ км/с;}$$

$$v_{R,4} = \alpha_{R,4} C_{s,4} = 0,90 \cdot 3,4 = 3,06 \text{ км/с.}$$

Путь пробегания волны Релея в целом составляет 4,5 км, из них 3,4 км по скале 2 и 1,1 км по скале 4. Отсюда время прибытия волны Релея после раскрытия трещины

$$t_R = t_{\text{кмп}} + t_{R,2} + t_{R,4} = 5,2 + 3,4/1,4 + 1,1/3,06 = 7,96 \text{ с.}$$

Прибытие волны Релея сопровождается характерным спадом горизонтальных смещений и ростом вертикальных смещений, четко прослеживаемым на графиках (рис. 8 – 10). На графиках смещений берегов трещины (рис. 12) такое явление отсутствует вследствие практически нулевого времени добегания волн Релея. Полученные расчетные сейсмограммы качественно совпадают с результатами расчетов по дислокационным моделям Трифунака (линии 3 и 4 на рис. 8) и еще лучше с моделью Бушона [8], где показано, что приход волны

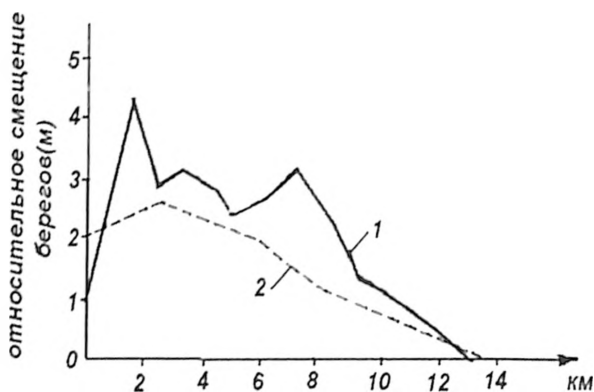


Рис. 11. Расчетная эпюра относительного смещения берегов трещины после землетрясения: 1 — расчет по МКЭ — модели [4]; 2 — расчет по предлагаемой МКР.

Релея сопровождается указанными характерными скачками на графиках смещений. Количественное совпадение с результатами Трифунака и частично с результатами Бура и Зобака [9] можно получить путем соответствующего выбора величины сброса касательных напряжений  $\Delta\tau$ . Количественное совпадение рассчитанных сейсмограмм следовало бы ожидать с результатами Маккауэна и др., так как все исходные данные о геологическом строении и кинематическая модель разлома в нашем расчете наиболее близко совпадает с работой [4] указанных авторов. Однако результаты наших расчетов не совпадают с сейсмограммами, представленными в [4]. Следует отметить, что эти сейсмограммы содержат ряд сомнительных элементов:

1. Горизонтальные компоненты смещений в контрольной точке (плотина Пакойма) не свидетельствуют о наличии остаточных деформаций, в то время как расчет в той же работе статического деформированного состояния (как и по другим моделям) показал наличие горизонтального смещения в отрицательном направлении (на юг). В работе [4] почему-то наблюдается равномерное смещение всей свободной поверхности, что противоречит картине, наблюдаемой в бесконечной упругой полуплоскости при конечном источнике деформирования, расположенном на конечной глубине.

2. Механической модели очага противоречит приход на продольной и поперечной волне больших горизонтальных смещений в сторону, противоположную действию сдвигающей нагрузки (здесь — на север), что наблюдается на сейсмограммах Маккауэна.

3. Приход волны Релея не сопровождается отмеченными выше характерными признаками на графиках горизонтальных и вертикальных перемещений.

Как было показано, предложенное в работе Маккауэна и др. [4] среднее снимаемое касательное напряжение  $\Delta\tau = 290$  бар (а у Ханкса [6] более 340 бар) должно было бы создать максимальные остаточные вертикальные смещения, по крайней мере, в 3 – 5 раз больше, чем наблюдаемые максимальные смещения в месте выхода разлома на поверхность (рис. 3). Это можно подтвердить также приближенным расчетом. Удлинение усеченного упругого клина длиной  $l_2$  под действием распределенной по грани касательной нагрузки  $\Delta\tau$  и сосредоточенной нагрузки  $P$ , приложенной к верхнему основанию шириной  $l$  при угле раствора  $\varphi = 45^\circ$ , определяется по формуле:

$$\Delta l = \frac{\Delta\tau}{E} \left( l_2 - l_1 \ln \frac{l_1 + l_2}{l_1} \right) + \frac{P}{E} \ln \frac{l_1 + l_2}{l_1},$$

где  $E$  — модуль упругости материала клина.

Вычисления по этой формуле удлинения клина общей длиной  $l_2 = 13,5$  км, состоящего из породы «2» от вершины до точки  $PD$  ( $l_2' = 3,6$  км), а в остальном ( $l_2'' = 9,9$  км) — из породы «4» (табл. 2 и рис. 1) показали, что смещения в контрольной точке  $PD$  при средней касательной нагрузке  $\Delta\tau = 29$  МПа равна:

$$u_{PD} = v_{PD} \approx 2,7 \text{ м},$$

а смещения носка клина (выход разлома на поверхность) —

$$u_D = v_{PD} \approx 7 \text{ м} \text{ вместо натуральных данных } v_{PD} = 0,4 \text{ м и } v_n = 2 \text{ м}.$$

Причем следует отметить, что горизонтальные смещения по приведенному приближенному расчету несколько завышены, а вертикальные — занижены, так как не учитывается несимметричное приложение нагрузки.

Ввиду того, что снимаемое напряжение в очаге землетрясения Сан Фернандо является параметром, вызвавшим наибольшие разногласия в литературе (см. табл. 1), необходимо обратить особое внимание на определение напряженного состояния (НДС) в очаговой зоне. НДС в очаговой зоне возникает от воздействия собственного веса пород, порового давления грунтовых вод, от действия тектонических явлений в коре. Собственный вес, подобно гидростатической нагрузке, создает объемное сжатие. Однако наличие наклонных разломов и неоднородностей может привести к тому, что под действием собственного веса возникают сбросовые деформации, которые противодействуют надвигу, имеющему место, например, в разломе Сан Фернандо. Поровое давление создает относительно небольшие объемные напряжения, но может сыграть роль спускового механизма землетрясения. Таким образом, основную роль при на-

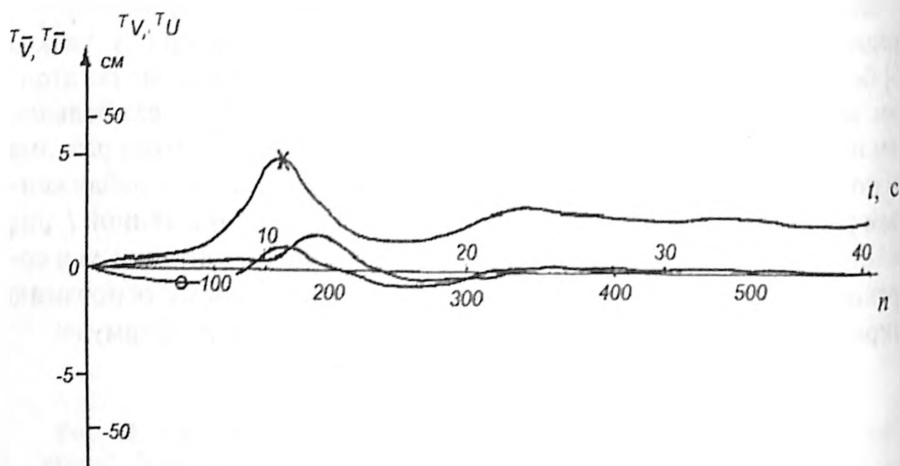


Рис. 12. Колебания берегов трещины, моделирующей очаг землетрясения, в точке 9 - у начала трещины.

коплении сдвиговых напряжений, могущих привести к землетрясению типа развивающейся трещины сдвига, играют сдвиговые тектонические деформации. Составить представление о тектонических деформациях и напряжениях в очаговой зоне Сан Фернандо можно на основании решения обратной задачи, то есть по остаточным деформациям, сейсмограммам, геологическому строению и механизму очага определить напряженное состояние, предшествующее землетрясению. Здесь задача формулируется как первая краевая задача теории упругости. Рассматривается сеточная область (рис. 13) под действием смещения ( $\tau_{\bar{v}} = 30$ ;  $\tau_{\bar{u}} = 0$ ), приложенного на участке нижней границы области вдоль оси ординат собственной системы координат разлома. Статическое решение получено по описанной выше МКР программе, предназначенной для расчета теоретических сейсмограмм, путем исключения развивающейся трещины, введения кинематической вязкости материала и жесткого защемления границ, кроме свободной поверхности и участка приложения смещения. Результаты расчета неоднородной области, соответствующей геологическому разрезу, проходящему через плотину Пакойма (А — В на рис. 3), свидетельствуют, что для получения статического решения с помощью такой методики достаточно провести расчет продолжительностью 300 временных шагов (итераций). Введение искусственной кинематической вязкости подавляет колебательный процесс. После установления статического состояния от надвига поверхность эпицентральной зоны приобретает куполообразный вид, показанный пункти-

ром на рис. 13. Такому деформированному состоянию области соответствует напряженное состояние, представление о котором можно составить по эпюре касательных напряжений вдоль разлома Сан Фернандо (рис. 14). Видно, что наибольшие касательные напряжения ( $\bar{q}_{\max}^{\text{ст}} = 0,194$ ) возникают на глубине около 10 км, где приурочено начало развития трещины сдвига по некоторым литературным данным [4, 6]. Таким образом, принятая модель оказалась качественно целесообразной. Вследствие линейности задачи и решения ее в безразмерных величинах полученное решение можно пересчитать для получения и количественного соответствия. Полученное статическое напряженное состояние принято исходным при моделировании очага землетрясения в виде срыва касательных напряжений вдоль разлома. Средняя скорость вспарывания трещины  $V_{\text{тр}}$  принята равной 2,5 км/с. После достижения статического равновесия в программе предусмотрено снятие кинематической вязкости и перевод решения в режим динамической задачи. В отличие от прежней схемы очага, где считалось известным только статическое распределение касательных напряжений по линии разлома, здесь известно полное напряженное состояние, и условие развития трещины сводится к снятию касательных напряжений по линии разлома с заданной скоростью:

$$\tau_{xy}(x_{\text{тр}}, y, t) = 0 \text{ при } y = y_0 - V_{\text{тр}}t; y \leq y_0,$$

где  $y_0 = L$  — глубина начала трещины.

Кроме того, вместо неотражающей границы оставлены прежние краевые условия, чтобы не нарушать достигнутое состояние равновесия под действием сдвига. Расчетные сейсмограммы в характерных точках поверхности в координатах  $(x, y)$ , связанных с горизонтальной поверхностью, дают представление о возможных колебаниях (рис. 15 — 17). Расчетная сейсмограмма включает в себя статическое смещение поверхности, поэтому после затухания колебаний можно определить остаточные смещения в очаге землетрясения и на поверхности. Остаточные смещения свободной поверхности после полного раскрытия трещины показаны на рис. 13 сплошной линией. Для сравнения там же показаны натурные данные, замеренные после землетрясения [5]. Так как расчеты по предлагаемой программе ведутся в безразмерных величинах и задача решалась в линейной постановке, то для сравнения с натурными данными произведен расчет результатов, так чтобы остаточные смещения в точке  $PD$  соответствовали смещениям станции на плотине Пакойма, то есть предположим, что  $v_{\text{расч}}^{\text{ст}} = v_{\text{нат}}^{\text{ст}}$  в точке  $PD$ . По расчету безразмерные

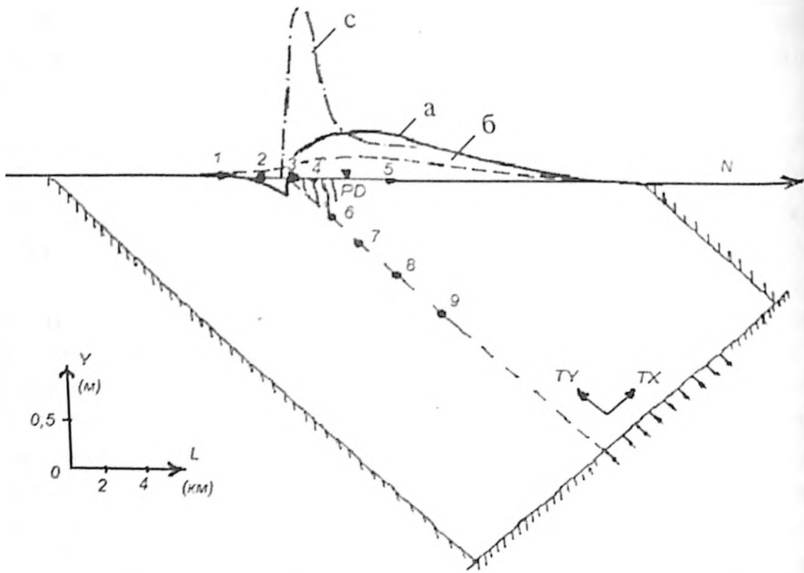


Рис. 13. Схема расчетной области, эпюры тектонических деформаций и остаточных смещений: а — расчетные тектонические деформации; б — расчетные остаточные смещения; с — натурные остаточные смещения [5] в эпицентре очага.

компоненты остаточного смещения в точке PD от модельного землетрясения равны соответственно (т. 4 на рис. 13):

$$\bar{v}_{PD}^{ост} = \frac{v_{PD}^{ост}}{a_{min}} = 8; \quad \bar{u}_{PD}^{ост} = \frac{u_{PD}^{ост}}{a_{min}} = 12.$$

Из натуральных измерений [5] получено, что остаточные вертикальные смещения в районе плотины Пакойма составляют около 0,5 м. В соответствии с формулой нормирования напряжений определим, при каком снимаемом касательном напряжении, распределенном по линии разлома так, как показано на рис. 14, будет создано указанное смещение плотины Пакойма. При максимальном безразмерном значении статического касательного напряжения  $\bar{q}_{max}^{ст} = 0,193$ ,

$$q_{max}^{см} = \frac{\bar{q}_{max}^{см} \cdot \rho C_{p,4}^2 \cdot v_{PD}^{ост}}{\bar{V}_{PD}^{ост}} = \frac{0,193 \cdot 0,28 \cdot 5,2^2 \cdot 10^6 \cdot 0,5}{8 \cdot 500} = 190 \text{ т/м}^2 = 19 \text{ бар}$$

Такому максимальному снимаемому касательному напряжению соответствует среднее значение  $q_{cp}^{ст} = 16,3$  бар и тектоническое смещение в очаге  $v_0 = 1,88$  м (безразмерная вертикальная компонента равна

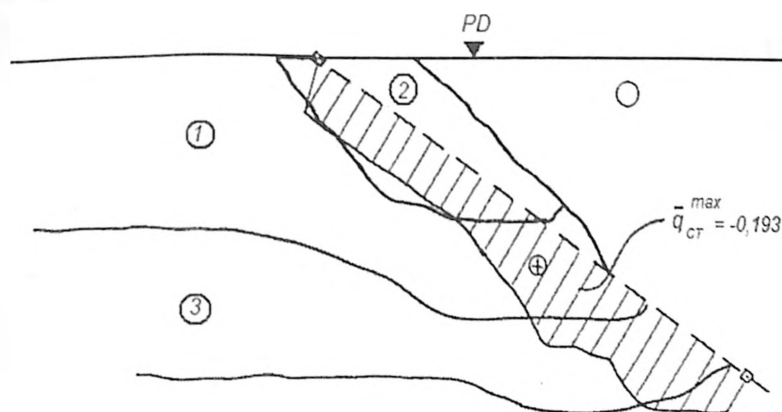


Рис. 14. Эпюры касательных напряжений по линии разлома от расчетной тектонической подвижки.

$\bar{q}_0 = 30$ ). Полученные расчетные значения статических касательных напряжений близки некоторым данным сейсмологических исследований. Например, в работе Джангла и др. [7] принято значение сброса, равное 24 бар при среднем смещении в очаге 500 см (табл. 1).

Сравнение расчетной деформированной поверхности с натурными измерениями показывает близкое совпадение формы остаточных смещений в точках южнее разлома и севернее плотины Пакойма. Вблизи выхода разлома на поверхность наблюдается лишь качественное соответствие расчетных данных натурным. Это можно объяснить отличием принятой упругой модели от действительного механизма землетрясения, где наблюдаются зоны пластических и разрывных деформаций, а в самом разломе очень большую роль играют силы трения. Так, некоторые исследования свидетельствуют, что в месте выхода трещины на поверхность наблюдается зона поверхностных разрывов [6], где вследствие нарушения сплошности пород может проявиться большая подвижность поверхности.

Рассмотренные выше две дислокационные модели очага отличались распределением и величиной касательных напряжений, снимаемых трещиной сдвига, и скоростью распространения трещины. В обоих случаях предполагалось, что берега трещины сомкнуты даже при возникновении растягивающих напряжений. Если снять это предположение и допустить «полное раскрытие» трещины с обращением в ноль также и нормальных напряжений на поверхности трещины, то оказывается, что фиксированные смещения достигаются при существенно меньшем снимаемом касательном напряжении

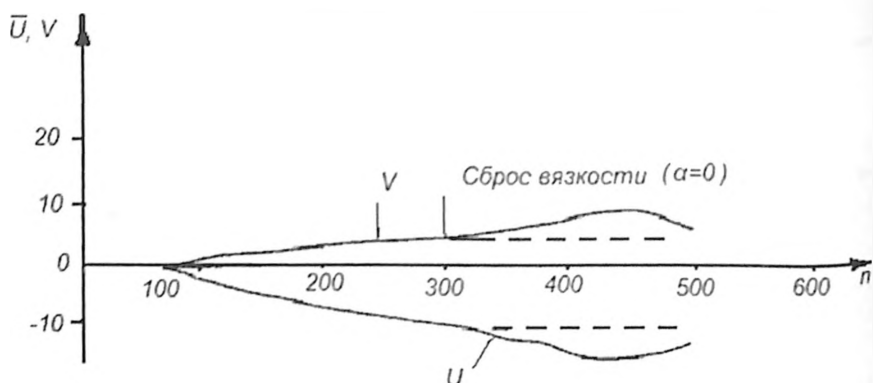
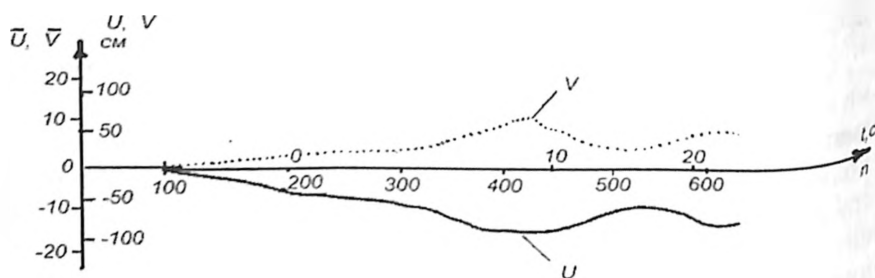


Рис. 15. Определение остаточных перемещений поверхности методом установления. Точка 5 на рис. 6.

а)



б)

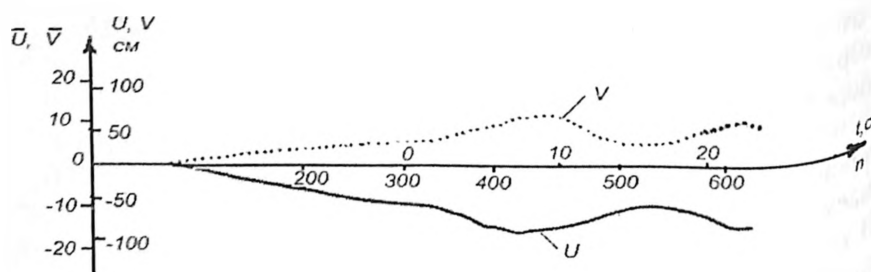


Рис. 16. Расчетные сейсмограммы на поверхности в эпицентральной зоне модельного очага: а) — плотина Пакойма; б) — над срезанной трещиной (точка 5).



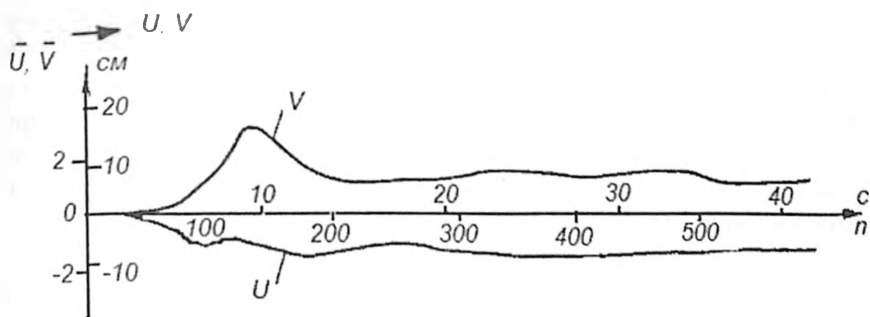


Рис. 17. Расчетная сейсмограмма при сбросе расчетных касательных статических напряжений по линии разлома (Пакойма).

(рис. 18). Напротив, если фиксировать снимаемое касательное напряжение, то амплитуды смещений и скорость колебаний уменьшаются. Качественная картина хуже согласуется с натурными данными. Спектральный состав колебаний во всех случаях остается примерно одним и тем же (рис. 19). В диапазоне периодов от 0,5 до 5 с имеется качественное согласие наблюдаемых и рассчитанных спектров действия.

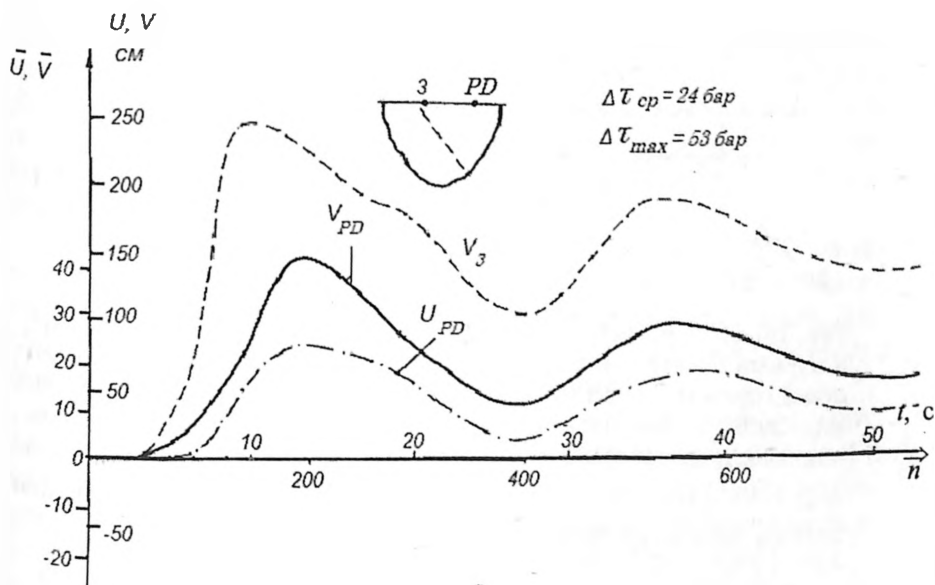


Рис. 18. Расчетные сейсмограммы от модели очага с «полным» раскрытием трещин сдвига (Пакойма).

Аналогичный анализ был выполнен для очагов Газлийских землетрясений 17.05.1976 г. Этот анализ осложнен тем, что до сих пор нет единого мнения даже об ориентировке поверхностей разрыва в основном очаге (гл. 2 и 3 в [15]). Выполненные расчеты для двух конкурирующих схем распространения разрыва позволили получить для одной из них удовлетворительное согласие расчетных и наблюдаемых («восстановленных») графиков сейсмических движений.

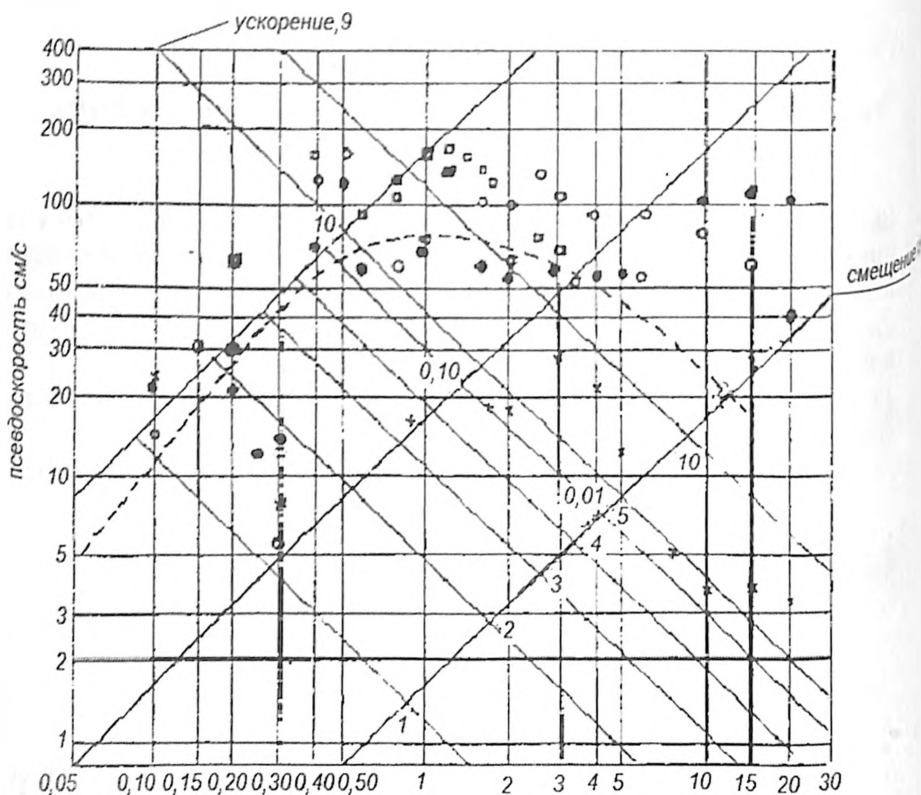


Рис. 19. Спектры действия натуральных и расчетных сейсмограмм: □ — натуральный спектр действия при  $\delta = 0,3$ ; x — расчетный спектр действия горизонтальной компоненты; o — расчетный спектр действия вертикальной компоненты; - - - — осредненные по ансамблю значения спектров действия горизонтальных компонент при  $J = 9$  баллов; • — расчетный спектр действия вертикальной компоненты при полном раскрытии трещины.

При выборе численной динамической модели очага была реализована схема, описанная ранее [1]. Длина трещины и снимаемое напряжение подбирались из условий наилучшего совпадения с натурными

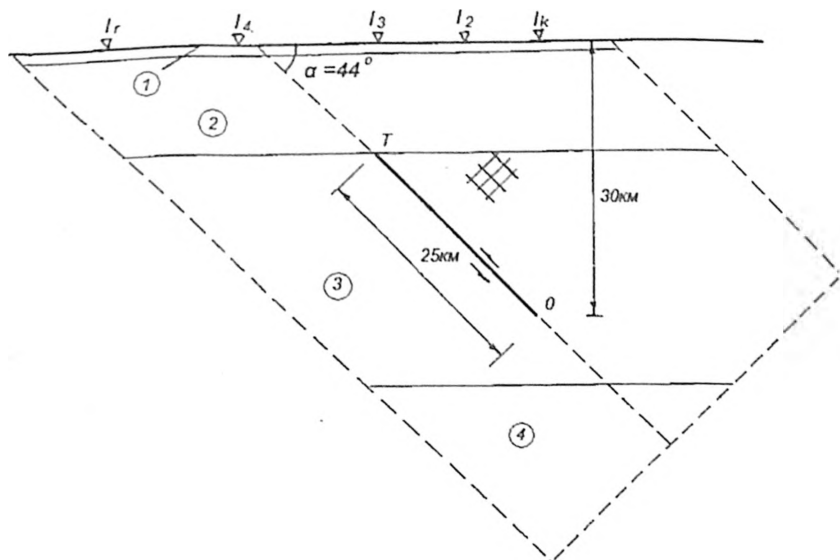


Рис. 20. Расчетная схема области, включающей очаг и эпицентральный зону: — — — — неотражающий контур.

сейсмограммами. На рис. 20 представлена расчетная схема очага с параметрами  $\alpha = 44^\circ$ ;  $L_{\text{тр}} = 25 \text{ км}$  с плоскопараллельными слоями неоднородностей. Результаты расчетов для этих случаев показаны на рис. 21. Наилучшее совпадение с натурной сейсмограммой, зафиксированной на ст. Каракыр, достигнуто на модели с меньшей длиной очага ( $L_{\text{тр}} = 15 \text{ км}$ ) при высоких скоростях вспарывания ( $V_{\text{тр}} = 4 \text{ км/с}$ ) и снимаемом касательным напряжением ( $\tau_{\text{м}} = 93 \text{ бар}$ , (рис.22). Южнее конца трещины (ст. Газли — рис.20) наблюдается остаточное опускание, в то время как в северной части — поднятие.

Влияние неоднородности среды в очаговой зоне на расчетную сейсмограмму выражается в некотором увеличении пикового значения и появлении более отчетливых высокочастотных колебаний. Интенсивность высокочастотной части спектра усиливается при введении случайных флюктуаций скорости вспарывания.

В целом проведенные сопоставительные расчеты показывают, что разрабатываемая модель очага является достаточно гибкой и по мере накопления данных об очаговых зонах сильных землетрясений может быть эффективно использована для прогноза смещений и скоростей движения грунта в эпицентральных зонах.

Параметризация разработанной модели может проводиться не только по отдельным сильным землетрясениям, но и по стохастическим ансамблям сейсмологических данных [16].

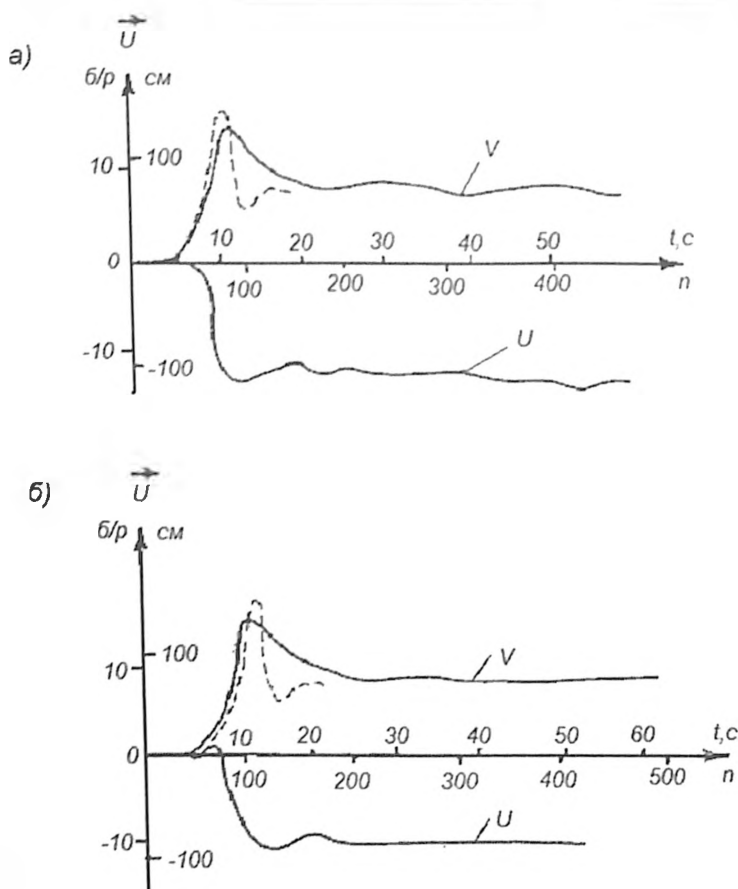


Рис. 21. Расчетные сейсмограммы в различных точках эпицентральной зоны ( $\alpha=44^\circ$ ,  $L_{тр} = 25$  км,  $V_{тр} = 4$  км/с): а) над серединой очага ( $I_2$ ); б) над началом трещины ( $I_k$  — ст. Каракыр); ——— расчетные сейсмограммы; - - - вертикальная компонента натурной сейсмограммы.

### Выводы

1. Разработанная физико-механическая модель очага землетрясения в виде трещины сдвига, распространяющейся с фиксированной (не обязательно постоянной) скоростью в среде с известными, неоднородными свойствами и заданной формой свободной поверхности, реализована в виде серии программ на ЭЦВМ. Численная реализация модели позволяет определять параметры движений и напряженное состояние различных точек до, в процессе и после землетрясения.

2. Результаты расчетов параметров колебаний и остаточных смещений поверхности земли, вызванных землетрясением Сан Фернандо (9.02.71), удовлетворительно согласуются с данными на-

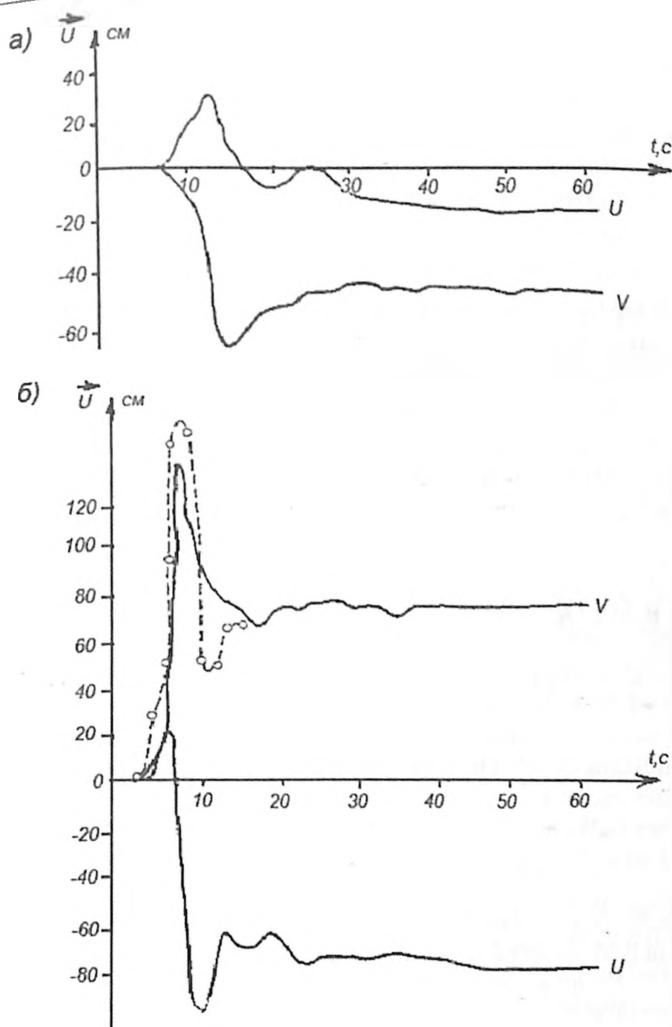


Рис. 22. Расчетные сейсмограммы модельного землетрясения с параметрами ( $\alpha=44^\circ$ ,  $L_{тр} = 15$  км,  $V_{тр} = 4$  км/с): а) ст. Газли; б) ст. Каракыр; —o— —o— натурные измерения; — — — расчетные данные.

турных наблюдений и подтверждают широкие оперативные возможности предложенной модели. В частности, модель может быть использована для оценки снимаемых напряжений в очаге землетрясения. Применительно к землетрясению Сан Фернандо снимаемое напряжение оценивается величиной порядка 20 – 50 бар, что согласуется с оценками большинства исследователей, но существенно ниже значений, полученных Маккауэном (в сходной постановке — [4]) и Ханксом [6].

3. Удовлетворительные данные получены и для Газлийского землетрясения.

4. Предложенная модель является достаточно гибкой, т.к. позволяет учитывать основные параметры очаговых зон, которые могут быть доступны прогнозу в обозримом будущем. В то же время результаты расчетов достаточно устойчивы по отношению к изменениям краевых условий.

5. Параметры колебаний поверхности земли при землетрясениях, при прочих равных условиях, зависят от общей картины напряженно-деформированного состояния очаговой зоны. В частности, если сдвиговое разрушение в очаге реализуется на фоне общего растяжения среды и берега дислокации освобождаются от нормальных напряжений вместе с устранением касательных напряжений, то интенсивность колебаний на поверхность земли выше, чем при «сломанном» характере сдвига в очаговой области.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Лятхер В.М., Островерх Б.Н. Численные исследования сейсмических колебаний ... В кн.: Сейсмические воздействия на гидротехнические и энергетические сооружения. М.: Наука. 1980.
2. Trifunac M.D. A three-dimensional dislocation model for the San Fernando, California, earthquake of February 9, 1971, BSSA. 64. N1. 1974.
3. Wyss M., Hanks T. C. The source parameters of the San Fernando earthquake inferred from teleseismic body waves, BSSA. 62. 1972.
4. McCowan D.W. et al. A static and dynamic finite element analysis of the 1971, San Fernando, California, earthquake. //Geophys. Journal. Royal. Astr.Soc. 48.N2. 1977.
5. Alewine R. N., Jordan T. H. Generalized inversion of earthquake static displacement field. //Geophys. Journ. Royal Astr. Soc. 35. N1-3. 1973.
6. Hanks T.C. Faulting mechanism of the San Fernando earthquake, //J. Geophys. Res., 79. N8. 1974.
7. Jungles P., et al. Finite element analysis of residual displacements for earthquake rupture //J. Geophys. Re., 1973, 78, N23, p.5062-5083.
8. Bouchon M. A dynamic source model of the San Fernando earthquake. BSSA. 68. N6. 1978.
9. Boore DM., Zoback M. Two-dimensional kinematic fault modeling of Pacoima Dam strong motion..., BSSA, 1974, Y. 64, N3, p.1, p.555-570.
10. Bolt B. San Fernando rupture mechanism and the Pacoima strong-motion record. BSSA. 62. N4. 1972.
11. Niasy A. An exact solution for a finite two-dimensional moving dislocation in an elastic half-space with application to the San Fernando earthquake of 1971. BSSA. 65. N.6. 1975.
12. Canitez N., Toksoz M. Static and dynamic study of earthquake source mechanism: San Fernando earthquake. //J. Geophys. Res. 77. 1972.

13. Mikumo T. Faulting process of the San Fernando earthquake of Febr. 9. 1971 inferred from static and dynamic near-field displacement. BSSA. 63., N3.1973.
14. Сеймов В. М., Островерх Б.Н., Ермоленко А.И. Динамика и сейсмостойкость гидротехнических сооружений. Киев: Наукова думка. 1983.
15. Газлийское землетрясение 1976 г. Геолого-геофизическая природа очагов. М.: «Наука». 1984.
16. Лятхер В.М. Вероятностная оценка параметров колебаний грунта в эпицентральных зонах. //Физика Земли. №5. 1986.

## ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ БЕТОННЫХ ПЛОТИН С УЧЕТОМ НЕЛИНЕЙНЫХ ЭФФЕКТОВ

*Бронштейн В.И., доктор техн. наук,  
Грошев М.Е., кандидат техн. наук, Султанбеков Р.Р., инженер  
(ЦСГНЭО— филиал ОАО «ИНЖЕНЕРНЫЙ ЦЕНТР ЕЭС»)*

В последние годы оценка сейсмостойкости высоких бетонных плотин выполняется на основе решения уравнений динамического равновесия с заданием сейсмической нагрузки аналоговыми или синтезированными акселерограммами, что позволяет воспроизвести на математических моделях не только уровень возможного сейсмического воздействия, но и его частотный состав. При таком моделировании сейсмической нагрузки отпадает необходимость в применении различных эмпирических коэффициентов, использовавшихся ранее в квазистатических расчетах. Однако в предположении упругой работы материалов сооружения и основания динамические расчеты, как правило, прогнозируют весьма высокий уровень растягивающих напряжений даже при относительно невысоких пиковых ускорениях сейсмического воздействия порядка 0,20 – 0,30 g, что зачастую не позволяет обосновать сейсмостойкость не только проектируемых, но и уже построенных, в том числе и перенесших землетрясения различной интенсивности, бетонных плотин.

При высоких уровнях сейсмических напряжений в бетонных плотинах в первую очередь следует ожидать раскрытия различным образом ориентированных строительных и конструктивных швов (так называемая геометрическая нелинейность), наличие которых обусловлено технологией возведения сооружения, а также его конструктивными особенностями. Положение швов в сооружении заранее известно, что упрощает их учет при формировании расчетной сетки. Однако учет нелинейностей геометрического рода не гарантирует от проявлений физической нелинейности, связанной с работой бетона

за пределами упругости. Как показывают эксперименты, в бетоне уже при напряжениях, превышающих 20 – 25% от прочности на одноосное сжатие, возникают необратимые деформации, а при приближении к пределу прочности на одноосное сжатие наблюдается значительное разуплотнение материала, связанное с образованием микротрещин. Бетон и скальные породы обладают относительно низкой прочностью на растяжение (при работе в упругой стадии примерно на порядок меньше прочности на сжатие). При увеличении сжимающих напряжений до прочности на сжатие прочность материала на растяжение становится близкой к нулевой. В поле сжимающих напряжений при возрастании последних имеет место увеличение объема (так называемая дилатансия).

Адекватное воспроизведение на математической модели как различного рода швов, так и особенностей деформирования бетона (и горных пород) во всем диапазоне возможных состояний материала при различных соотношениях действующих напряжений, в том числе вызванных волновым сейсмическим воздействием, в общем случае может быть выполнено путем использования блочно-контактной модели расчетной области и описания связи между напряжениями и деформациями внутри контактирующих блоков с помощью нелинейных моделей среды (физическая нелинейность). Такой подход позволяет моделировать, наряду с открытием-закрытием заданных швов, возможное образование трещин в контактирующих блоках с последующим их закрытием и открытием при изменении нагрузок.

Один из вариантов модели бетона реализован в программном комплексе «MARC» [1]. В этой модели при относительно низком уровне сжимающих или растягивающих напряжений связь между напряжениями и деформациями определяется линейным законом. После достижения в какой-либо точке расчетной области прочности материала на растяжение в этой точке образуется трещина, перпендикулярная максимальному растягивающему напряжению, и в дальнейшем материал в этой точке работает только на сжатие. Однако снижение прочности до нуля происходит не мгновенно, а по мере накопления деформаций. При наличии в некоторой точке расчетной области одной трещины следующая трещина в этой точке может возникнуть лишь в перпендикулярном первой трещине направлении. Третья трещина (при решении трехмерных задач) в одной точке может возникнуть лишь в направлении, перпендикулярном плоскости, в которой расположены первые две трещины. Поэтому в расчетах в каждой точке фиксируется возникновение трещины и ее ориентация в пространстве. Данная модель также позволяет учиты-



вать фактическую прочность материала на сжатие и нелинейную связь между напряжениями и деформациями после достижения некоторого уровня сжимающих напряжений. Учет наличия строительных швов, образования в сооружении трещин и последующего их закрытие-открытие приводит, как показывают немногочисленные примеры решения двухмерных нелинейных динамических задач [2], к значительному снижению сейсмических напряжений в сооружении. Следует подчеркнуть, что при решении нелинейных задач динамические расчеты необходимо выполнять на той же модели, что и статические, используя полученное при нагрузках основного сочетания НДС рассматриваемой расчетной области в качестве начального.

Численное решение задачи о динамическом контакте двух и более тел обычно сводится к формированию общих матриц жесткости и масс, решению полученной системы уравнений динамического равновесия, определению перемещений или усилий на контактных поверхностях и последующей проверке заданных условий на этих поверхностях, а также используемых условий прочности в узлах интегрирования. В случае удовлетворения полученного решения заданным условиям на контактных поверхностях и условиям прочности в узлах интегрирования оно считается истинным. При невыполнении заданных условий на расчетную область накладываются некоторые ограничения, следующие из этих условий, и расчет повторяется. Эта процедура (последовательное наложение ограничений на контактных поверхностях и в узлах интегрирования) повторяется до получения результата, удовлетворяющего всем заданным условиям.

При решении контактных задач даже в случае упругой работы материалов контактирующих блоков в ходе итерационного процесса приходится многократно формировать матрицы жесткости и масс всей расчетной области и решать систему уравнений, что приводит к существенному увеличению времени решения краевой задачи. При этом в общем случае не все контактирующие блоки имеют достаточное количество граничных условий (без учета контактных условий), а некоторые могут их вовсе не иметь. Тогда общая матрица жесткости распадается на несколько подматриц, слабо связанных между собой условиями на контактных поверхностях. Следовательно, возможна ситуация, когда одна или несколько подматриц, описывающих соответствующие контактирующие блоки, имеют нулевой детерминант. В этом случае невозможно получить начальное решение статической контактной задачи и для ее решения необходимо использовать методы прямого интегрирования уравнений динамического равновесия. При таком подходе для исключения колеба-

тельного процесса нагрузку следует прикладывать постепенно на нескольких временных шагах, что также существенно увеличивает общее время решения задачи.

Решение контактных задач вызывает определенные трудности технического и вычислительного характера, связанные с заданием изменяющихся во времени условий на контактах, обнаружением контакта, разделением контакта и т.д. Остановимся кратко на наиболее важных из них.

Процедура, позволяющая корректно задавать математические ограничения системы при решении контактных задач, заключается в использовании метода Лагранжа. Этот подход практически исключает взаимное проникновение контактирующих тел, но вызывает определенные трудности в вычислительных процедурах, обусловленные неположительной матрицей разрешающей системы уравнений. При этом обеспечение точного и устойчивого решения контактной задачи связано с высокими вычислительными затратами. Другая проблема при использовании этого метода заключается в том, что в нем не участвует масса контактирующих тел и это препятствует использованию данного метода в явных динамических вычислениях, обычно применяемых при моделировании процессов разрушения в рассматриваемой расчетной области. Альтернативой методу Лагранжа является метод штрафа, также позволяющий задать необходимые ограничения при решении контактных задач. В этом случае в процессе расчета применяется штраф на величину полученного ранее проникновения одного контактирующего тела в другое. Метод штрафа можно рассматривать как нелинейную пружину между контактирующими телами. Штраф может быть постоянным или задаваться в виде некоторой функции. Однако при использовании метода штрафа может быть получен вредный эффект, заключающийся в определенной нестабильности глобальной процедуры решения контактной задачи. Этот метод относительно прост и интенсивно используется в явном динамическом анализе, хотя иногда может приводить к чрезмерно жесткой системе при расчетах деформируемых тел с непрочными контактами. В этом методе давление на контактных поверхностях пропорционально проникновению и поэтому распределение контактного давления во времени обычно носит колебательный характер.

При определении контактных деформируемых тел важно правильно задать их нумерацию. Как правило, сначала должны быть определены более деформируемые контактные тела, а затем более жесткие.

В процессе решения краевой контактной задачи каждый узел на контактных поверхностях может входить в контакт с любым сегментом деформируемых тел. Мало вероятно, чтобы в процессе счета узел точно вошел бы в контакт с поверхностью. Поэтому обычно вводится допуск контакта между двумя поверхностями, в пределах которого узлы считаются находящимися в контакте. Размер допуска контакта существенным образом влияет на вычислительные затраты. Если допуск контакта слишком маленький, то затрудняется обнаружение контакта и увеличиваются затраты на его обнаружение. При большом количестве узлов весьма вероятно проникновение узлов, что также ведет к увеличению вычислительных затрат. Если допуск контакта слишком большой, то узлы рассматриваются в контакте преждевременно, что приводит к потере точности результата. Кроме того, в этом случае возможно проникновение узлов.

В проблемах динамического контакта часто возникают так называемые «нейтральные» линии. Это означает, что при одном направлении движения по контактной поверхности возникает сила трения одного направления, а при встречном направлении движения — другого. При этом сила трения на контактной поверхности всегда ограничена нормальными напряжениями и коэффициентом трения. «Нейтральные» линии вообще неизвестны априорно, что также усложняет задачу и увеличивает время ее решения.

Вошедший в контакт узел одного блока с поверхностью другого блока в последующем может отделиться от нее. Математически узел может отделиться тогда, когда действующая между узлом и поверхностью нормальная сила (напряжение) становится положительной и превышающей прочность контакта на растяжение. Разделение может базироваться на узловых силах или узловых напряжениях. Использование узловых напряжений рекомендуется, поскольку в этом случае устранено влияние размера элемента. Разделение контакта приводит к дополнительным итерациям и, следовательно, к более высоким вычислительным затратам.

При закрытом контакте в узле реактивная сила уравнивается внутренними напряжениями в примыкающих к узлу элементах. В случае разделения контакта реактивная сила на свободном узле должна получить нулевое значение. Это требует соответствующего перераспределения напряжений в деформируемом теле. В зависимости от величины действовавшей силы могут потребоваться отдельные итерации на такое перераспределение напряжений.

В качестве примера, иллюстрирующего возможность применения блочно-контактных моделей для оценки сейсмостойкости бетонных

плотин, выполнены методические расчеты плотины Саяно-Шушенского гидроузла. В этих расчетах за основу взята разработанная нами ранее и использованная в нелинейных статических и линейных динамических расчетах конечно-элементная модель системы «плотина-основание» [3], на которой с достаточной подробностью была воспроизведена последовательность возведения сооружения и заполнения водохранилища. Однако в настоящих расчетах рассмотрена плотина в «жестком» каньоне, что обусловлено лишь желанием сократить время решения задачи.

Конечно-элементная модель плотины была разбита тремя вертикальными швами на четыре блока, как это показано на рисунке на цветной вкладке. Возведение плотины и ее загрузка в строительный период в настоящих расчетах принято таким же, что и в работе [3]. Было рассмотрено 24 этапа строительного периода условной продолжительностью 1000 с каждый. Расчеты на всех этапах выполнялись по единой динамической схеме. На первых 7-ми этапах изменение нагрузки в пределах этапа (наращивание плотины и заполнение водохранилища) осуществлялось по линейному закону за 10 шагов, а на последующих 17-ти этапах — за 20 шагов. На нечетных этапах 1 — 19 моделировалось повышение уровня верхнего бьефа, а на четных этапах 4 — 18 — частичная сработка водохранилища. На этапах 20 — 23 при полностью возведенной плотине моделировалось повышение уровня верхнего бьефа с отметки 500 м до отметки 540 м, а на 24-ом этапе продолжительностью 2000 с нагрузка не изменялась. Расчеты выполнены по программе «MARC» (лицензия E1037).

На рисунке на цветной вкладке приведены изохромы смещений плотины вдоль потока при УВБ 540 м. Анализ этого рисунка убедительно свидетельствует о том, что наличие вертикальных швов, отделяющих русловую часть плотины от береговых примыканий, существенно изменяет работу сооружения даже при нагрузках основного сочетания, а наличие шва в ключевом сечении практически не сказывается на поведении сооружения. Это положение подтверждается также распределением вертикальных напряжений на нижней грани плотины (рис. на цветной вкладке), которые в русловой части плотины практически одинаковы, а вблизи швов, отделяющих русловую часть плотины от береговых примыканий, изменяются скачкообразно. Количественное влияние вертикальных швов на напряженное и деформированное состояние сооружения существенно зависит от условий на контактных поверхностях.

Изменение в строительный период нормальных контактных напряжений в точках 11068, 11070, 11072 и 11076, расположенных

в ключевом сечении плотины на отметках 347 м, 383 м, 419 м и 491 м, показано на рис. 1 (отметка подошвы плотины 308 м, а гребня — 542 м). Анализ этого рисунка показывает, что на нижних отметках нормальные контактные напряжения незначительны и мало изменяются при колебаниях уровня воды в водохранилище, а на верхних отметках сработка водохранилища сопровождается снижением нормальных контактных напряжений до нуля и непродолжительным раскрытием контакта. Об этом свидетельствует кратковременное изменение параметра «Contact Status» в этой точке с 1 (при закрытом контакте) до 0 (при открытом контакте) в конце 14-го и 16-го этапов.

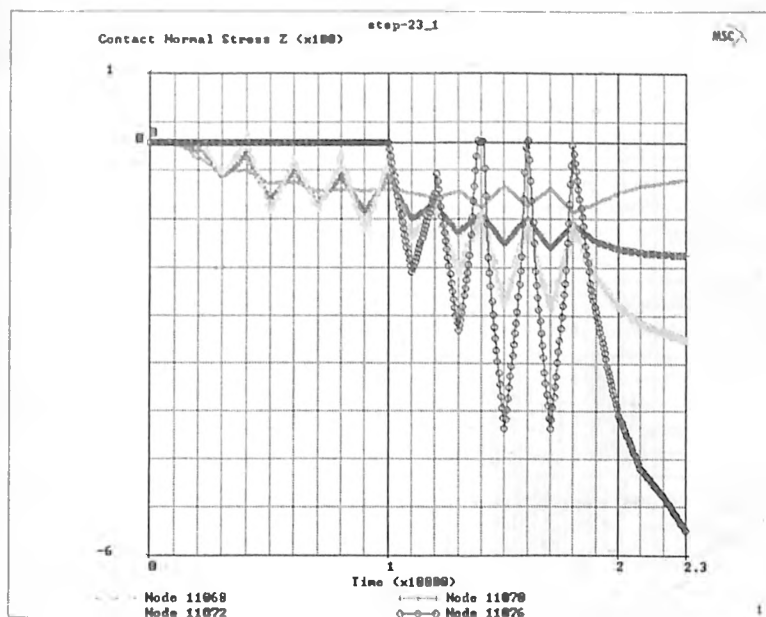


Рис. 1. Изменение по этапам нормальных контактных напряжений (0,01 МПа) на различных отметках в ключевом сечении плотины.

После обработки всех методических вопросов были выполнены нелинейные статические и динамические расчеты системы «плотина — основание — водохранилище» с детальным воспроизведением строительного периода и моделированием сейсмического воздействия тремя акселерограммами, вызывающими на непригруженной поверхности основания колебания с пиковыми ускорениями  $A_{r1} = 0,25$  g,  $A_{r2} = 0,23$  g и  $A_{r0} = 0,18$  g.

В качестве примера на рис. 2 показано изменение арочных напряжений на отметке 491 м в ключевом сечении плотины при землетрясении, которые в отдельные непродолжительные моменты времени достигают 20 МПа. После окончания землетрясения уровень напряжений арочного направления значительно снижается, но остается постоянным, что свидетельствует о способности системы «плотина-основание» воспринять заданное воздействие без разрушения. На этом рисунке достаточно четко видна работа вертикального шва с нулевой прочностью на растяжение. Об этом свидетельствует асимметричный характер хронограммы напряжений и практическое отсутствие растягивающих (положительных) напряжений арочного направления.

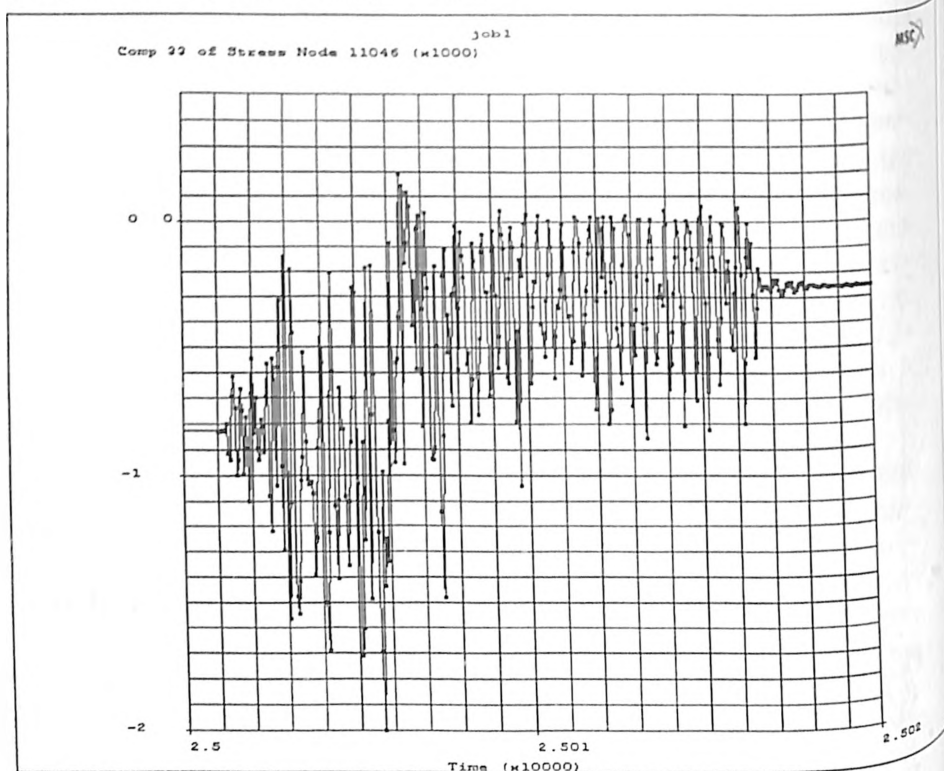


Рис. 2. Изменение во времени арочных напряжений (0.01 МПа) на отметке 491 м в ключевом сечении на верховой грани плотины

### Выводы

В общем случае решение нелинейной динамической задачи может быть получено путем использования блочно-контактной модели для системы «сооружение-основание» и нелинейной модели поведения бетона для контактирующих блоков.

Приведенные результаты методических расчетов Саяно-Шушенской плотины убедительно свидетельствуют о том, что блочно-контактные модели могут быть эффективно использованы в расчетах напряженно-деформированного состояния и устойчивости бетонных плотин с учетом всех основных факторов строительного и эксплуатационного периодов и позволяют оценить реальную несущую способность сооружения при сейсмических воздействиях.

При использовании блочно-контактных моделей критерием способности системы «сооружение-основание» воспринять заданный уровень статических нагрузок и сейсмических воздействий является стабилизация перемещений и деформаций во всей расчетной области, а отсутствие такой стабилизации свидетельствует о возможности разрушения сооружения или основания при заданных воздействиях.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. MARC. Vol. A. Theory and User Information. MARC Analysis Research Corporation.
2. **Бронштейн В.И., Грошев М.Е., Дудченко Л.Н., Савич А.И.** Численные исследования сейсмостойкости плотины Зейской ГЭС. //Гидротехническое строительство. № 2. 1999.
3. **Бронштейн В.И., Грошев М.Е.** Расчетные исследования напряженно-деформированного состояния плотины Саяно-Шушенского гидроузла с учетом особенностей ее возведения и эксплуатации. //Юбилейный сборник научных трудов Гидропроект. Выпуск 159.

### СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ НОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПЛОТИН ИЗ ОСОБО ТОЩЕГО УКАТАННОГО БЕТОНА

*Ляпичев Ю.П., доктор техн. наук (РУДН),  
Грошев М.Е., кандидат техн. наук (ЦСГНЭО)*

#### *Характеристика строительства плотин из укатанного бетона (2003)*

В результате анализа данных [1] установлено, что к концу 2003 г. в 39 странах мира было построено 263 и строилось 44 плотины из укатанного бетона (УБ) общим объемом бетона около 120 млн. м<sup>3</sup>, из которых УБ — 90 млн. м<sup>3</sup>. Ведущими странами в строительстве плотин из УБ являются: Китай, Бразилия, Япония, США, Испания, ЮАР и Марокко, на долю которых приходится 86% общего числа плотин из УБ. Россия сильно отстала по строительству плотин из УБ. В 2003 г. было возобновлено строительство первой плотины

с применением УБ — Бурейской высотой 136 м, объемом УБ 1,0 млн. м<sup>3</sup> при общем объеме бетона 3,4 млн. м<sup>3</sup>.

УБ является новым типом тощего бетона с большими технологическими достоинствами и широкими физико-механическими характеристиками, еще не полностью использованными.

Согласно классификации УБ в зависимости от содержания вяжущих (цемент + пуццолан) УБ бывает 3-х типов: 1 — тощий УБ с низким содержанием вяжущих (65 — 99 кг/м<sup>3</sup>); 2 — умеренно-пластичный УБ со средним содержанием вяжущих (100 — 149 кг/м<sup>3</sup>); 3 — пластичный УБ с высоким расходом вяжущих (150 — 300 кг/м<sup>3</sup>). Отдельно выделен УБ-4 плотин Японии с содержанием вяжущих 120 — 130 кг/м<sup>3</sup>, но при более высоком расходе цемента и низком расходе золы-уноса и поэтому с более высокой прочностью на сжатие и сдвиг, чем УБ-1, 2 и 3.

За последние 10 лет распределение относительного количества плотин в зависимости от типа УБ стабилизировалось примерно на следующем уровне: плотины из УБ 1-го типа — 16%, плотины из УБ-2 — 19%, плотины из УБ-3 — 48%, японские плотины (тип 4) — 15%.

В настоящее время УБ-3 широко используется при строительстве плотин в Китае и Испании, где строят наибольшее число плотин из УБ, в то время как плотины из УБ-1 строят в основном в Бразилии и Колумбии.

20 самых крупных плотин из УБ объемом не менее 0,9 млн. м<sup>3</sup> приведены в табл. 1. За последние 5 лет сильно выросли размеры строящихся плотин из УБ: средняя высота этих плотин, построенных в 1998 г., составляла около 70 м, объем УБ — 425 тыс. м<sup>3</sup>, в 2003 г. эти величины составили, соответственно, 80 м и 600 тыс. м<sup>3</sup>.

### *Новые тенденции в строительстве плотин из УБ*

Современные гравитационные плотины из УБ высотой 100 м и более на скальном основании с вертикальной напорной гранью требуют заложения низового откоса 0,8-0,95 при сейсмичности 8-9 баллов. Другим недостатком этих плотин традиционного профиля является затрудненность или невозможность их строительства на слабых полускальных и грунтовых основаниях, что подтверждает Бюллетень СИГБ № 117 от 2000 г. [2].

Эти ограничения традиционных гравитационных плотин из УБ могут быть преодолены путем перехода на симметричный треугольный профиль плотины из особо тощего УБ (расход цемента до 50-70 кг/м<sup>3</sup>), без обработки швов УБ и с устройством на верховом откосе железобетонного экрана после возведения плотины (рис. 1). Эта идея так называемой «твердой симметричной



Таблица 1  
Характеристики 20 самых крупных в мире плотин из УБ

№	Плотина	Страна	Состояние плотины	Высота, м	Объем УБ (весь объем бетона), млн. м <sup>3</sup>	Тип УБ	Цемент + пуццолан, кг/м <sup>3</sup>
1	Хлонг Та Дан	Таиланд	строится	92	5,0 (5,5)	3	90+100=190
2	Лонгтен	Китай	строится	192 (1 этап) 216,5 (2 этап)	3,5 (5,9) (1 этап) 4,5 (6,8) (2 этап)	3	110+90=200
3	Бейсе	Китай	строится	130	2,0 (2,56)	3	80+132=212
4	Бени Харун	Алжир	готова	118	1,69 (1,9)	3	82+143=225
5	Миель-1	Колумбия	готова	188	1,67 (1,73)	2	100+0 =100
6	Ралко	Чили	готова	155	1,6 (1,65)	3	80+100=180
7	Миагасе	Япония	готова	155	1,54 (2,0)	4	95+35 =130
8	Порсе-2	Колумбия	готова	123	1,3 (1,45)	3	132+88=220
9	Чине	Турция	строится	135	1,3 (1,36)	3	85+105=190
10	Ураяма	Япония	готова	156	1,29 (1,86)	4	91+39 =130
11	Гуанинг е	Китай	готова	82	1,24 (1,97)	2	91+39 =130
12	Куде Акерду	Алжир	строится	121	1,18 (1,45)	3	80+140=220
13	Стиллуотер	США	готова	91	1,1 (1,28)	3	79+173=252
14	Жиангия	Китай	готова	131	1,1 (1,34)	3	87+107=194
15	Оливенхейн	США	готова	97	1,07 (1,14)	3	74+121=195
16	Санта Круз	Бразилия	готова	58	1,02 (1,1)	1	80+0 =80
17	Риалб	Испания	готова	101	1,0 (1,02)	3	90+160=250
18	Бурейская	Россия	строится	136	1,0 (3,4)	2	120+0=120
19	Сальто Каксиас	Бразилия	готова	67	0,9 (1,44)	2	80+20=100
20	Кастаньо	Бразилия	готова	60	0,9 (1,03)	1	85+0=85

насыпи с экраном» с заложением обоих откосов 0,7-0,9 была предложена в 1992 г. П. Лонде, Президентом Международной комиссии по большим плотинам (СИГБ) [3].

Сейчас уже построены 3 подобные плотины высотой 25-30 м в Греции и Доминиканской республике и начато строительство двух плотин высотой 100 м в Турции и Греции (рис. 2).

Дальнейшее развитие этой идеи привело первого автора в 1998 г. [4, 5] к разработке конструкции плотины симметричного профиля (с заложением обоих откосов 0,5), но смешанного типа: с наружными зонами из УБ-3 шириной равной  $(3 + 0,1H)$  м (где  $H$  —

с применением УБ — Бурейской высотой 136 м, объемом УБ 1,0 млн. м<sup>3</sup> при общем объеме бетона 3,4 млн. м<sup>3</sup>.

УБ является новым типом тощего бетона с большими технологическими достоинствами и широкими физико-механическими характеристиками, еще не полностью использованными.

Согласно классификации УБ в зависимости от содержания вяжущих (цемент + пуццолан) УБ бывает 3-х типов: 1 — тощий УБ с низким содержанием вяжущих (65 — 99 кг/м<sup>3</sup>); 2 — умеренно-пластичный УБ со средним содержанием вяжущих (100 — 149 кг/м<sup>3</sup>); 3 — пластичный УБ с высоким расходом вяжущих (150 — 300 кг/м<sup>3</sup>). Отдельно выделен УБ-4 плотин Японии с содержанием вяжущих 120 — 130 кг/м<sup>3</sup>, но при более высоком расходе цемента и низком расходе золы-уноса и поэтому с более высокой прочностью на сжатие и сдвиг, чем УБ-1, 2 и 3.

За последние 10 лет распределение относительного количества плотин в зависимости от типа УБ стабилизировалось примерно на следующем уровне: плотины из УБ 1-го типа — 16%, плотины из УБ-2 — 19%, плотины из УБ-3 — 48%, японские плотины (тип 4) — 15%.

В настоящее время УБ-3 широко используется при строительстве плотин в Китае и Испании, где строят наибольшее число плотин из УБ, в то время как плотины из УБ-1 строят в основном в Бразилии и Колумбии.

20 самых крупных плотин из УБ объемом не менее 0,9 млн. м<sup>3</sup> приведены в табл. 1. За последние 5 лет сильно выросли размеры строящихся плотин из УБ: средняя высота этих плотин, построенных в 1998 г., составляла около 70 м, объем УБ — 425 тыс. м<sup>3</sup>, в 2003 г. эти величины составили, соответственно, 80 м и 600 тыс. м<sup>3</sup>.

#### *Новые тенденции в строительстве плотин из УБ*

Современные гравитационные плотины из УБ высотой 100 м и более на скальном основании с вертикальной напорной гранью требуют заложения низового откоса 0,8-0,95 при сейсмичности 8-9 баллов. Другим недостатком этих плотин традиционного профиля является затрудненность или невозможность их строительства на слабых полускальных и грунтовых основаниях, что подтверждает Бюллетень СИГБ № 117 от 2000 г. [2].

Эти ограничения традиционных гравитационных плотин из УБ могут быть преодолены путем перехода на симметричный треугольный профиль плотины из особо тощего УБ (расход цемента до 50-70 кг/м<sup>3</sup>), без обработки швов УБ и с устройством на верховом откосе железобетонного экрана после возведения плотины (рис. 1). Эта идея так называемой «твердой симметричной

Таблица 1  
Характеристики 20 самых крупных в мире плотин из УБ

№	Плотина	Страна	Состояние плотины	Высота, м	Объем УБ (весь объем бетона), млн. м <sup>3</sup>	Тип УБ	Цемент + пуццолан, кг/м <sup>3</sup>
1	Хлонг Та Дан	Таиланд	строится	92	5,0 (5,5)	3	90+100=190
2	Лонгтен	Китай	строится	192 (1 этап) 216,5 (2 этап)	3,5 (5,9) (1 этап) 4,5 (6,8) (2 этап)	3	110+90=200
3	Бейсе	Китай	строится	130	2,0 (2,56)	3	80+132=212
4	Бени Харун	Алжир	готова	118	1,69 (1,9)	3	82+143=225
5	Миель-1	Колумбия	готова	188	1,67 (1,73)	2	100+0=100
6	Ралко	Чили	готова	155	1,6 (1,65)	3	80+100=180
7	Миагасе	Япония	готова	155	1,54 (2,0)	4	95+35=130
8	Порсе-2	Колумбия	готова	123	1,3 (1,45)	3	132+88=220
9	Чине	Турция	строится	135	1,3 (1,36)	3	85+105=190
10	Ураяма	Япония	готова	156	1,29 (1,86)	4	91+39=130
11	Гуаньнге	Китай	готова	82	1,24 (1,97)	2	91+39=130
12	Куде Акерду	Алжир	строится	121	1,18 (1,45)	3	80+140=220
13	Стилуотер	США	готова	91	1,1 (1,28)	3	79+173=252
14	Жиангтя	Китай	готова	131	1,1 (1,34)	3	87+107=194
15	Оливенхейн	США	готова	97	1,07 (1,14)	3	74+121=195
16	Санта Круз	Бразилия	готова	58	1,02 (1,1)	1	80+0=80
17	Риалб	Испания	готова	101	1,0 (1,02)	3	90+160=250
18	Бурейская	Россия	строится	136	1,0 (3,4)	2	120+0=120
19	Сальто Каксиас	Бразилия	готова	67	0,9 (1,44)	2	80+20=100
20	Кастаньо	Бразилия	готова	60	0,9 (1,03)	1	85+0=85

насыпи с экраном» с заложением обоих откосов 0,7-0,9 была предложена в 1992 г. П. Лонде, Президентом Международной комиссии по большим плотинам (СИГБ) [3].

Сейчас уже построены 3 подобные плотины высотой 25-30 м в Греции и Доминиканской республике и начато строительство двух плотин высотой 100 м в Турции и Греции (рис. 2).

Дальнейшее развитие этой идеи привело первого автора в 1998 г. [4, 5] к разработке конструкции плотины симметричного профиля (с заложением обоих откосов 0,5), но смешанного типа: с наружными зонами из УБ-3 шириной равной  $(3 + 0,1H)$  м (где  $H$  —

с применением УБ — Бурейской высотой 136 м, объемом УБ 1,0 млн. м<sup>3</sup> при общем объеме бетона 3,4 млн. м<sup>3</sup>.

УБ является новым типом тощего бетона с большими технологическими достоинствами и широкими физико-механическими характеристиками, еще не полностью использованными.

Согласно классификации УБ в зависимости от содержания вяжущих (цемент + пуццолан) УБ бывает 3-х типов: 1 — тощий УБ с низким содержанием вяжущих (65 — 99 кг/м<sup>3</sup>); 2 — умеренно-пластичный УБ со средним содержанием вяжущих (100 — 149 кг/м<sup>3</sup>); 3 — пластичный УБ с высоким расходом вяжущих (150 — 300 кг/м<sup>3</sup>). Отдельно выделен УБ-4 плотин Японии с содержанием вяжущих 120 — 130 кг/м<sup>3</sup>, но при более высоком расходе цемента и низком расходе золы-уноса и поэтому с более высокой прочностью на сжатие и сдвиг, чем УБ-1, 2 и 3.

За последние 10 лет распределение относительного количества плотин в зависимости от типа УБ стабилизировалось примерно на следующем уровне: плотины из УБ 1-го типа — 16%, плотины из УБ-2 — 19%, плотины из УБ-3 — 48%, японские плотины (тип 4) — 15%.

В настоящее время УБ-3 широко используется при строительстве плотин в Китае и Испании, где строят наибольшее число плотин из УБ, в то время как плотины из УБ-1 строят в основном в Бразилии и Колумбии.

20 самых крупных плотин из УБ объемом не менее 0,9 млн. м<sup>3</sup> приведены в табл. 1. За последние 5 лет сильно выросли размеры строящихся плотин из УБ: средняя высота этих плотин, построенных в 1998 г., составляла около 70 м, объем УБ — 425 тыс. м<sup>3</sup>, в 2003 г. эти величины составили, соответственно, 80 м и 600 тыс. м<sup>3</sup>.

#### *Новые тенденции в строительстве плотин из УБ*

Современные гравитационные плотины из УБ высотой 100 м и более на скальном основании с вертикальной напорной гранью требуют заложения низового откоса 0,8-0,95 при сейсмичности 8-9 баллов. Другим недостатком этих плотин традиционного профиля является затрудненность или невозможность их строительства на слабых полускальных и грунтовых основаниях, что подтверждает Бюллетень СИГБ № 117 от 2000 г. [2].

Эти ограничения традиционных гравитационных плотин из УБ могут быть преодолены путем перехода на симметричный треугольный профиль плотины из особо тощего УБ (расход цемента до 50-70 кг/м<sup>3</sup>), без обработки швов УБ и с устройством на верховом откосе железобетонного экрана после возведения плотины (рис. 1). Эта идея так называемой «твердой симметричной

Таблица 1

Характеристики 20 самых крупных в мире плотин из УБ

№	Плотина	Страна	Состояние плотины	Высота, м	Объем УБ (весь объем бетона), млн. м <sup>3</sup>	Тип УБ	Цемент + пуццолан, кг/м <sup>3</sup>
1	Хлонг Та Дан	Таиланд	строится	92	5,0 (5,5)	3	90+100=190
2	Лонгтен	Китай	строится	192 (1 этап) 216,5 (2 этап)	3,5 (5,9) (1 этап) 4,5 (6,8) (2 этап)	3	110+90=200
3	Бейсе	Китай	строится	130	2,0 (2,56)	3	80+132=212
4	Бени Харун	Алжир	готова	118	1,69 (1,9)	3	82+143=225
5	Миель-1	Колумбия	готова	188	1,67 (1,73)	2	100+0 =100
6	Ралко	Чили	готова	155	1,6 (1,65)	3	80+100=180
7	Миагасе	Япония	готова	155	1,54 (2,0)	4	95+35 =130
8	Порсе-2	Колумбия	готова	123	1,3 (1,45)	3	132+88=220
9	Чине	Турция	строится	135	1,3 (1,36)	3	85+105=190
10	Ураяма	Япония	готова	156	1,29 (1,86)	4	91+39 =130
11	Гуанинге	Китай	готова	82	1,24 (1,97)	2	91+39 =130
12	Куде Акерду	Алжир	строится	121	1,18 (1,45)	3	80+140=220
13	Стиллуотер	США	готова	91	1,1 (1,28)	3	79+173=252
14	Жиангия	Китай	готова	131	1,1 (1,34)	3	87+107=194
15	Оливенгейн	США	готова	97	1,07 (1,14)	3	74+121=195
16	Санта Круз	Бразилия	готова	58	1,02 (1,1)	1	80+0 =80
17	Риалб	Испания	готова	101	1,0 (1,02)	3	90+160=250
18	Бурейская	Россия	строится	136	1,0 (3,4)	2	120+0=120
19	Сальто Каксиас	Бразилия	готова	67	0,9 (1,44)	2	80+20=100
20	Кастаньо	Бразилия	готова	60	0,9 (1,03)	1	85+0=85

насыпи с экраном» с заложением обоих откосов 0,7-0,9 была предложена в 1992 г. П. Лонде, Президентом Международной комиссии по большим плотинам (СИГБ) [3].

Сейчас уже построены 3 подобные плотины высотой 25-30 м в Греции и Доминиканской республике и начато строительство двух плотин высотой 100 м в Турции и Греции (рис. 2).

Дальнейшее развитие этой идеи привело первого автора в 1998 г. [4, 5] к разработке конструкции плотины симметричного профиля (с заложением обоих откосов 0,5), но смешанного типа: с наружными зонами из УБ-3 шириной равной  $(3 + 0,1H)$  м (где  $H$  —

напор, м) и внутренней зоной из виброкатанной горной массы (камня), упрочненной цементно-зольным раствором (рис. 3). Водонепроницаемость напорной грани плотины обеспечивается установкой на ней двухслойной синтетической пленки CARPI (Швейцария), широко применяемой в плотинах из УБ. Установка пленки намного дешевле поэтапного бетонирования экрана, а ее надежность подтверждена успешной ее работой на 35 старых бетонных плотинах Европы.

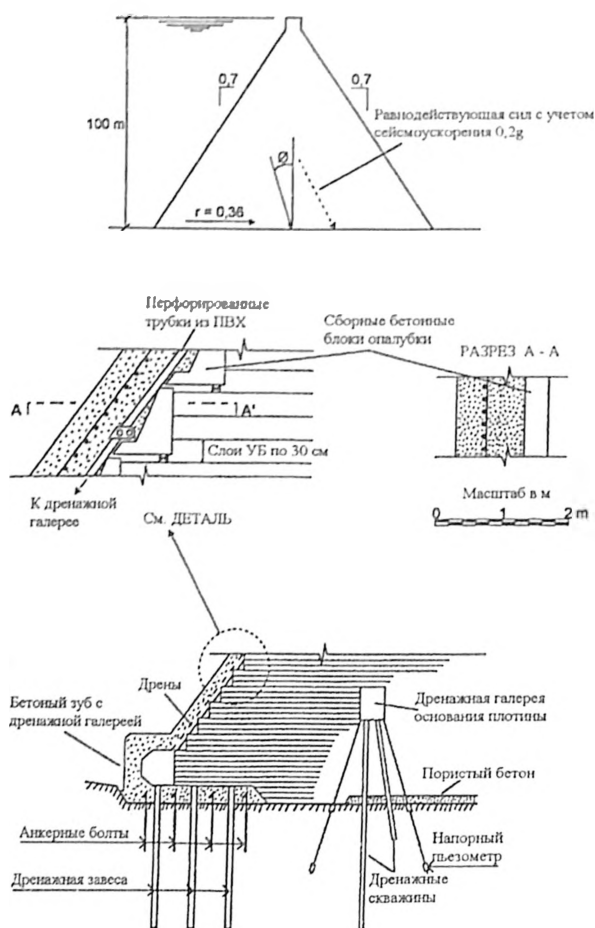


Рис. 1. Проект симметричной плотины из УБ с экраном из железобетона (предложение П. Лонде).

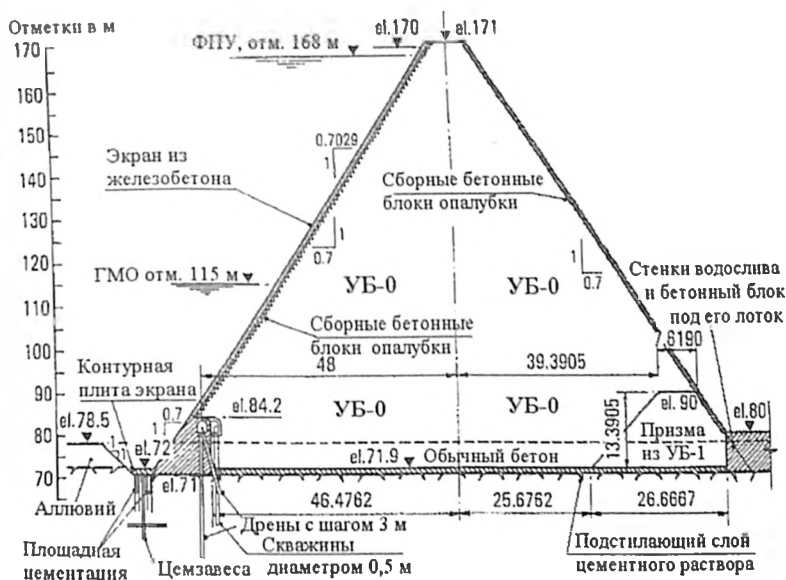


Рис. 2. Плотина Ойюк из особо тощего УБ симметричного профиля высотой 100 м (Турция).

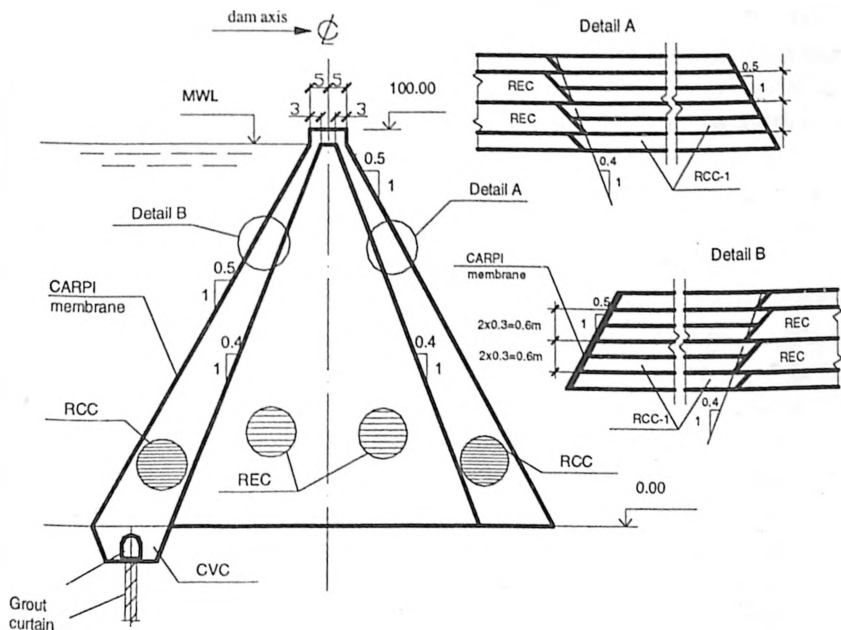


Рис. 3. Симметричная плотина высотой 100 м с наружными зонами из УБ-3 (RCC), центральной зоной из камня, упрочненного цементом (REC) и экраном из пленки CARPI: CVC – обычный бетон; CARPI – пленка; gallery – галерея; grout curtain – цемзавеса.

В зависимости от назначения плотины, ее высоты, условий работы (геологии основания и сейсмичности створа), наличия местных крупнообломочных грунтов, золы-уноса или пушчоланов определяют рациональный состав УБ, размеры зон УБ и упрочненного цементом камня, заложения откосов, мероприятия по снижению водопроницаемости верховой зоны из УБ.

Главные конструктивно-технологические особенности плотины: низкий расход цемента (до  $70 \text{ кг/м}^3$ ) и высокий расход золы-уноса (свыше  $100 \text{ кг/м}^3$ ) в наружных зонах плотины, непрерывная укладка и укатка УБ-3 (RCC) слоями по 30 см и камня, пропитанного цементно-зольным раствором (REC) слоями по 60 см (с отставанием на 2 слоя УБ), отсутствие обработки швов в широкой центральной зоне, отсутствие или малое число деформационных швов в плотине, отсутствие дренажа в плотине и основании за счет дренажного слоя пленки CARPI и дренирующего эффекта основания центральной зоны из упрочненного камня [4].

По сравнению с укатанным грунтом, этот грунт, упрочненный цементным раствором, обладает высоким сцеплением ( $0,1 - 0,5 \text{ МПа}$ ) при таком же угле внутреннего трения, а также высоким сопротивлением размыву при пропуске поверх строящейся плотины строительных паводков. В классификации УБ укатанный камень, упрочненный цементом, стоит ниже тощего УБ-1 (его можно считать УБ-0), из которого были построены такие первые плотины из УБ-1, как Уиллоу Крик, Мидл Форк и Монксвил в США, Каноас и Жордао в Бразилии, Уругуай в Аргентине и др. В этих плотинах расход вяжущих был менее  $80 \text{ кг/м}^3$  при расходе цемента  $50 - 60 \text{ кг/м}^3$ . Такой особо тощий УБ-0, как и УБ-1 может приготавливаться на бетонных заводах и доставляться на плотину ленточными конвейерами Ротек (США).

Возможна также отдельная укладка УБ-0: конвейерная подача более крупного заполнителя (гравия или щебня крупностью  $5 - 200 \text{ мм}$ ) и разравнивание его слоями толщиной 60 см, после чего заполнитель заливают слоем цементно-зольного раствора толщиной  $10 - 15 \text{ см}$ , который проникает в крупные поры заполнителя. Перемешивание каждого слоя заполнителя после пропитки раствором производится шиповыми виброкатками Дайнепик ( $1 - 2$  проходки) и уплотнение — гладкими виброкатками Бомаг ( $2 - 3$  проходки).

Основные преимущества отдельной технологии: замена дорогих бетонных заводов на дешевые растворные узлы вблизи плотины, увеличение крупности заполнителя с  $76$  до  $200 \text{ мм}$  и увеличение толщины слоя с  $30$  до  $60 \text{ см}$ , что удешевляет и ускоряет строительство плотин.



Подобную плотину можно классифицировать как цементированную каменно-насыпную плотину с синтетическим экраном. Ввиду симметричного профиля с заложением обоих откосов 0,5 – 0,6 в нем при землетрясении не возникает растяжение (раскрытия швов УБ), и поэтому требования к их прочности на сдвиг могут быть сильно снижены по сравнению с обычной плотиной из УБ, что значительно упрощает строительство. Благодаря большой ширине плотины по основанию нормальные контактные напряжения сильно снижаются, что позволяет ее строить не только на скальных, но и на слабых полускальных и грунтовых основаниях [6].

### *Сейсмостойкость традиционных и новых конструкций плотин из УБ*

До сих пор не выполнена проверка сейсмостойкости новых конструкций плотин по волновой теории (ВТ) на воздействие сильных землетрясений. Выполнен лишь расчет сейсмостойкости плотины Ойюк высотой 100 м с заложением откосов 0,7 (рис. 2) на псевдостатическое ускорение в 0,2 g, по которому было получено отсутствие растяжения в плотине [2].

Ввиду этого нами были выполнены расчеты сейсмостойкости новой конструкции плотины высотой 30, 60 и 100 м с заложением обоих откосов 0,4; 0,5 и 0,6 в рамках линейно-спектральной теории (ЛСТ) и расчеты сейсмостойкости этой плотины высотой 100 м с заложением откосов 0,5 в рамках ВТ на воздействие двух уровней расчетных землетрясений.

В табл. 2 и 3 приведены для сравнения величины коэффициентов запаса устойчивости (надежности) на плоский сдвиг по подошве обычной гравитационной плотины из УБ высотой 100 м с вертикальной напорной гранью и низовой гранью с заложением 0,7; 0,8 и 0,9 и смешанной плотины из особо тощего УБ-0 такой же высоты с заложением обоих откосов 0,4; 0,5 и 0,7, расположенных на скальном ( $\varphi = 40^\circ$ ,  $C = 0,2$  МПа), песчано-гравелистом ( $\varphi = 35^\circ$ ,  $C = 0$ ) и глинистом (моренном) основаниях ( $\varphi = 30^\circ$ ,  $C = 0,1$  МПа). Во всех расчетах принималось остаточное противодавление по оси цемзавесы (в скальном основании) или стенкизавесы (в грунтовом основании), равное 40% напора. Расчеты производились на сокращенный состав статических и сейсмических воздействий, причем в последнем случае в рамках ЛСТ принималась схема «сдвигового клина» ввиду наличия в УБ горизонтальных швов с пониженными параметрами прочности (табл. 4), полученными по натурным данным в [7].

В зависимости от назначения плотины, ее высоты, условий работы (геологии основания и сейсмичности створа), наличия местных крупнообломочных грунтов, золы-уноса или пуццоланов определяют рациональный состав УБ, размеры зон УБ и упрочненного цементом камня, заложения откосов, мероприятия по снижению водопроницаемости верхней зоны из УБ.

Главные конструктивно-технологические особенности плотины: низкий расход цемента (до  $70 \text{ кг/м}^3$ ) и высокий расход золы-уноса (свыше  $100 \text{ кг/м}^3$ ) в наружных зонах плотины, непрерывная укладка и укатка УБ-3 (RCC) слоями по 30 см и камня, пропитанного цементно-зольным раствором (REC) слоями по 60 см (с отставанием на 2 слоя УБ), отсутствие обработки швов в широкой центральной зоне, отсутствие или малое число деформационных швов в плотине, отсутствие дренажа в плотине и основании за счет дренажного слоя пленки CARPI и дренирующего эффекта основания центральной зоны из упрочненного камня [4].

По сравнению с укатанным грунтом, этот грунт, упрочненный цементным раствором, обладает высоким сцеплением ( $0,1 - 0,5 \text{ МПа}$ ) при таком же угле внутреннего трения, а также высоким сопротивлением размыву при пропуске поверх строящейся плотины строительных паводков. В классификации УБ укатанный камень, упрочненный цементом, стоит ниже тощего УБ-1 (его можно считать УБ-0), из которого были построены такие первые плотины из УБ-1, как Уиллоу Крик, Мидл Форк и Монксвил в США, Каноас и Жордао в Бразилии, Уругуай в Аргентине и др. В этих плотинах расход вяжущих был менее  $80 \text{ кг/м}^3$  при расходе цемента  $50 - 60 \text{ кг/м}^3$ . Такой особо тощий УБ-0, как и УБ-1 может приготавливаться на бетонных заводах и доставляться на плотину ленточными конвейерами Ротек (США).

Возможна также раздельная укладка УБ-0: конвейерная подача более крупного заполнителя (гравия или щебня крупностью  $5 - 200 \text{ мм}$ ) и разравнивание его слоями толщиной 60 см, после чего заполнитель заливают слоем цементно-зольного раствора толщиной  $10 - 15 \text{ см}$ , который проникает в крупные поры заполнителя. Перемешивание каждого слоя заполнителя после пропитки раствором производится шиповыми виброкатками Дайнепик (1 - 2 проходки) и уплотнение — гладкими виброкатками Бомаг (2 - 3 проходки).

Основные преимущества раздельной технологии: замена дорогих бетонных заводов на дешевые растворные узлы вблизи плотины, увеличение крупности заполнителя с 76 до 200 мм и увеличение толщины слоя с 30 до 60 см, что удешевляет и ускоряет строительство плотины.

Подобную плотину можно классифицировать как цементированную каменно-насыпную плотину с синтетическим экраном. Ввиду симметричного профиля с заложением обоих откосов 0,5 – 0,6 в нем при землетрясении не возникает растяжение (раскрытия швов УБ), и поэтому требования к их прочности на сдвиг могут быть сильно снижены по сравнению с обычной плотиной из УБ, что значительно упрощает строительство. Благодаря большой ширине плотины по основанию нормальные контактные напряжения сильно снижаются, что позволяет ее строить не только на скальных, но и на слабых полускальных и грунтовых основаниях [6].

### *Сейсмостойкость традиционных и новых конструкций плотин из УБ*

До сих пор не выполнена проверка сейсмостойкости новых конструкций плотин по волновой теории (ВТ) на воздействие сильных землетрясений. Выполнен лишь расчет сейсмостойкости плотины Ойюк высотой 100 м с заложением откосов 0,7 (рис. 2) на псевдостатическое ускорение в 0,2 g, по которому было получено отсутствие растяжения в плотине [2].

Ввиду этого нами были выполнены расчеты сейсмостойкости новой конструкции плотины высотой 30, 60 и 100 м с заложением обоих откосов 0,4; 0,5 и 0,6 в рамках линейно-спектральной теории (ЛСТ) и расчеты сейсмостойкости этой плотины высотой 100 м с заложением откосов 0,5 в рамках ВТ на воздействие двух уровней расчетных землетрясений.

В табл. 2 и 3 приведены для сравнения величины коэффициентов запаса устойчивости (надежности) на плоский сдвиг по подошве обычной гравитационной плотины из УБ высотой 100 м с вертикальной напорной гранью и низовой гранью с заложением 0,7; 0,8 и 0,9 и смешанной плотины из особо тощего УБ-0 такой же высоты с заложением обоих откосов 0,4; 0,5 и 0,7, расположенных на скальном ( $\varphi = 40^\circ$ ,  $C = 0,2$  МПа), песчано-гравелистом ( $\varphi = 35^\circ$ ,  $C = 0$ ) и глинистом (моренном) основаниях ( $\varphi = 30^\circ$ ,  $C = 0,1$  МПа). Во всех расчетах принималось остаточное противодавление по оси цемзавесы (в скальном основании) или стенкизавесы (в грунтовом основании), равное 40% напора. Расчеты производились на сокращенный состав статических и сейсмических воздействий, причем в последнем случае в рамках ЛСТ принималась схема «сдвигового клина» ввиду наличия в УБ горизонтальных швов с пониженными параметрами прочности (табл. 4), полученными по натурным данным в [7].

*Безопасность энергетических сооружений*

Таблица 2

**Коэффициенты запаса устойчивости обычной гравитационной плотины из УБ (100 м) (заложение низового откоса 0,7 – 0,9) на сдвиг по подошве при различном основании**

Тип основания	Коэффициент запаса устойчивости плотины на сдвиг по подошве (статика/сейсмика) при заложении низового откоса		
	0,7	0,8	0,9
Скальное	1,91/1,47	2,14/1,60	2,37/1,73
Песчано-гравелистое	1,33/1,02	1,50/1,12	1,66/1,21
Глинистое (морена)	1,24/0,95	1,39/1,04	1,54/1,13

Таблица 3

**Коэффициенты запаса устойчивости симметричной плотины из особо тощего УБ (100 м) (заложения обоих откосов 0,4 – 0,7) на сдвиг по подошве при различном основании**

Тип основания	Коэффициент запаса устойчивости плотины на сдвиг по подошве (статика/сейсмика) при заложении обоих откосов		
	0,4	0,5	0,7
Скальное	2,59/1,91	3,15/2,21	4,27/2,74
Песчано-гравелистое	1,99/1,33	2,20/1,55	2,98/1,92
Глинистое (морена)	1,65/1,22	2,01/1,41	2,73/1,75

Таблица 4

**Параметры прочности и деформируемости швов УБ различного типа**

Параметры	УБ-1	УБ-2	УБ-3	УБ-4
Прочность на сжатие УБ (МПа), диапазон изменения:	5 – 15	10 – 25	15 – 30	12 – 25
среднее значение:	11,6	15,2	20,7	17,3
Прочность на растяжение поперек шва (МПа), диапазон изменения:	0 – 0,7	0,3 – 1,0	0,8 – 1,8	0,8 – 1,8
среднее значение:	0,35	0,7	1,35	1,3
Сцепление в шве (МПа), диапазон изменения:	0 – 1,5	0,5 – 1,8	1,0 – 4,0	1,5 – 4,0
среднее значение:	0,7	0,9	1,9	2,4
Модуль упругости УБ ( $10^3 \times \text{МПа}$ )	10 – 20	15 – 25	20 – 25	20 – 25

Согласно СНиП 2.06.06-85 на проектирование бетонных плотин минимальные величины коэффициентов запаса устойчивости плотин I класса на сдвиг по контакту бетон-основание для статического и сейсмического случаев составляют, соответственно, 1,32 и 1,18. Сравнение этих величин с данными табл. 2 и 3 показывает, что сейсмоустойчивость обычной гравитационной плотины высотой 100 м с заложением низового откоса 0,7 – 0,9 недостаточна на скальном основании (глинистом, песчано-гравелистом или аллювиальном) и для этого основания целесообразен переход с традиционного профиля плотины на симметричный с заложением откосов 0,5 – 0,7 с широким использованием особо тощего УБ-0 или крупнообломочного грунта, укрепленного цементом, т.е. на новые плотины из УБ (рис. 2, 3).

В табл. 5 приведены величины нормальных ( $\sigma_y, \sigma_x$ ) и главных ( $\sigma_1, \sigma_3$ ) напряжений (- сжатие, + растяжение) в основании напорной (с верхним индексом *u*) и низовой (с индексом *d*) граней обычной плотины из УБ высотой 100 м с заложением низовой грани 0,7 – 0,9 при воздействии псевдостатического ускорения в скальном основании, равном 0,2 g.

Таблица 5

Напряжения в основании обеих граней обычной плотины из УБ-3 высотой 100 м при ускорении в скальном основании 0,2 g

Заложение низовой грани	Напряжения (в МПа) в основании напорной (верхний индекс <i>u</i> ) и низовой (индекс <i>d</i> ) граней							
	$\sigma_y^u$	$\sigma_x^u$	$\sigma_1^u$	$\sigma_3^u$	$\sigma_y^d$	$\sigma_x^d$	$\tau_{xy}^d$	$\sigma_3^d$
0,7	<b>0,03</b>	-1	<b>0,03</b>	-1	-2,48	-1,21	1,73	-3,69
0,8	-0,42	-1	-0,42	-1	-2,00	-1,28	1,60	-3,29
0,9	-0,74	-1	-0,74	-1	-1,67	-1,67	1,50	-3,03

В табл. 6 приведены величины этих же напряжений в основании обоих откосов новой плотины из УБ-0 высотой 100 м с заложением обоих откосов 0,4 – 0,7 при воздействии такого же ускорения в скальном основании.

Таблица 6

Напряжения в основании обоих откосов плотины из особо тощего УБ-0 высотой 100 м при ускорении в скальном основании 0,2 g

Заложения обоих от- косов	Напряжения (в МПа) в основании верхового (верхний индекс <i>u</i> ) и низового (индекс <i>d</i> ) откосов								
	$\sigma_y^u$	$\sigma_x^u$	$\tau_{xy}^u$	$\sigma_1^u$	$\sigma_3^u$	$\sigma_y^d$	$\sigma_x^d$	$\tau_{xy}^d$	$\sigma_3^d$
0,4	<b>0,17</b>	-0,47	0,47	<b>0,36</b>	-1	-3,0	-0,48	1,22	-3,50
0,5	-0,39	-0,82	-0,30	-0,23	-1	-2,27	-0,61	1,23	-3,09
0,7	-0,94	-0,97	0,03	-0,91	-1	-1,90	-0,93	1,30	-2,80

Из табл. 5 видно, что при сейсмичности 8 баллов в основании напорной грани обычной гравитационной плотины из УБ высотой 100 м при заложении низовой грани 0,7 возникает растяжение или раскрытие швов УБ, что говорит о необходимости уположивания низовой грани до 0,8. Из табл. 6 следует, что при сейсмичности 8 баллов требуемое заложение обоих откосов плотины высотой 100 м из особо тощего УБ составит примерно 0,5.

Аналогичные статические и псевдостатические расчеты устойчивости и сейсмостойкости при сейсмичности 8 баллов были выполнены для обычных плотин из УБ и симметричных плотин из особо тощего УБ-0 высотой 30 и 60 м на тех же скальных и грунтовых основаниях, которые показали, что для симметричных плотин из УБ-0 высотой 30 – 60 м требуемое заложение обоих откосов 0,4 и более обеспечивает их сейсмоустойчивость и прочность не только на скальных, но и на грунтовых основаниях. Причем при высоте симметричной плотины 30 м с заложением обоих откосов 0,5 и более для обеспечения сейсмостойкости плотины уже не требуется упрочнение крупнообломочного грунта центральной зоны цементным раствором.

### Сейсмостойкость новой плотины из особо тощего УБ в рамках ЛСТ

Параметрические расчеты сейсмостойкости новой конструкции плотины высотой 30, 60 и 100 м с заложением обоих откосов 0,4; 0,5 и 0,7 проводились с помощью метода конечных элементов в рамках линейно-спектральной теории (ЛСТ) на воздействие ускорения  $A_{gr} = 0,2$  g в скальном основании. На рисунках 4 – 7 приведены основные результаты этих расчетов новой плотины высотой 100 м с заложением обоих откосов 0,5 (рис. 3). В этих расчетах использовались минимальные параметры прочности на сдвиг швов и деформируемости УБ-3:  $\varphi = 45^\circ$ ,  $C = 1,0$  МПа,  $E = 10000$  МПа,  $\nu = 0,2$  и УБ-0:  $\varphi = 45^\circ$ ,  $C = 0,1$  МПа,  $E = 1000$  МПа,  $\nu = 0,25$ .

Из рис. 4 видно, что верховой откос и зона УБ-3 находятся в сжатом состоянии, и вертикальные нормальные напряжения в основании верхового откоса составляют около 0,2 МПа, что обеспечивает отсутствие раскрытия швов УБ. Максимальные главные напряжения по верховому откосу соответствуют давлению в основании низового откоса они достигают 2,3 МПа (рис. 5), что намного ниже прочности на сжатие не только УБ-3 и УБ-1 (табл. 4), но и крупнообломочного грунта, обогащенного цементным раствором или УБ-0.

Касательные напряжения  $\tau_{xy}$  (рис. 6) и максимальные касательные напряжения  $\tau_{max}$  (рис. 7) в основании верховой зоны из УБ-3 достигают, соответственно, 0,77 и 0,9 МПа, что примерно в 1,5 раза

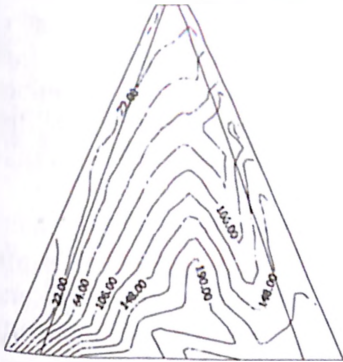


Рис. 4. Нормальные вертикальные напряжения  $\sigma_y$  (т/м<sup>2</sup>) в плотине Н=100 м (откосы 0,5/1) от  $A_g = 0,2$  g



Рис. 5. Главные максимальные напряжения  $\sigma_1$  (т/м<sup>2</sup>) в плотине Н=100 м (откосы 0,5/1) от  $A_g = 0,2$  g

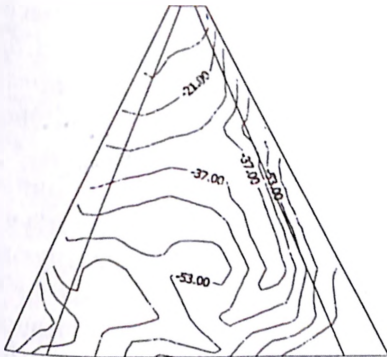


Рис. 6. Нормальные касательные напряжения  $\tau_{xy}$  (т/м<sup>2</sup>) в плотине Н=100 м (откосы 0,5/1) от  $A_g = 0,2$  g

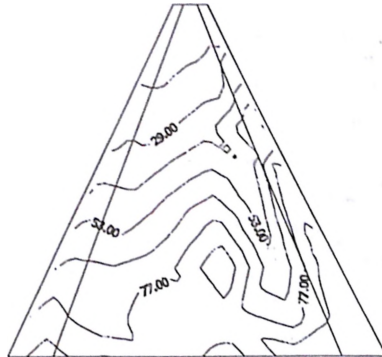


Рис. 7. Главные касательные напряжения  $\tau_{max}$  (т/м<sup>2</sup>) в плотине Н=100 м (откосы 0,5/1) от  $A_g = 0,2$  g

меньше предела прочности на сдвиг горизонтальных швов УБ-3:

$$\tau_{xy} = \sigma_y \operatorname{tg}\phi + C = 0,2 \operatorname{tg}45^\circ + 1,0 = 1,2 \text{ МПа},$$

где  $C = 1,0$  МПа — минимальное сцепление в шве УБ-3 (табл. 4). В основании широкой центральной зоны плотины из крупнообломочного грунта, упрочненного цементным раствором (УБ-0), касательные напряжения  $\tau_{xy}$  достигают примерно 0,6 МПа (рис. 6), что почти вдвое ниже предела прочности на сдвиг швов УБ-0:

$$\tau_{xy} = \sigma_y \operatorname{tg}\phi + C = 1,0 \operatorname{tg}45^\circ + 0,1 = 1,1 \text{ МПа},$$

где  $C = 0,1$  МПа — минимальное сцепления в шве УБ-0.

Таким образом, применение в наружной зоне УБ-3 (табл. 4) обеспечивает отсутствие раскрытия швов и их прочность на сдвиг. В основании центральной зоны УБ-0 и низовой наружной зоны УБ-3 вследствие роста вертикальных нормальных напряжений прочность на сдвиг швов даже без учета сцепления намного превышает касательные напряжения (рис. 6).

В целом, НДС при сейсмическом воздействии в новой симметричной плотине из особо тощего УБ высотой 100 м с заложением откосов 0,5 намного более благоприятное, чем в обычной гравитационной плотине из УБ такой же высоты с заложением низовой грани 0,8.

### Сейсмостойкость новой плотины из особо тощего УБ в рамках ВТ

В новом (2003 г.) СНиП-33-03 «Гидротехнические сооружения в сейсмических районах» сейсмостойкость плотин I и II классов должна определяться в рамках волновой теории (ВТ) на два уровня сейсмических воздействий: нижний — проектное землетрясение (ПЗ) и верхний — максимальное расчетное землетрясение (МРЗ). Соответствующие максимальные пиковые ускорения основания  $\alpha^{ПЗ}$  и  $\alpha^{МРЗ}$  определяются в зависимости от расчетной сейсмичности площадки  $J^{рас}$ , зависящей от нормативной сейсмичности  $J^{норм}$  с учетом отличия местных грунтовых условий от трех основных и двух промежуточных категорий грунта, расчетных амплитуд ускорения основания (в долях g)  $A_{500}$  и  $A_{5000}$  для соответствующих нормативных периодов повторяемости ПЗ (500 лет) и МРЗ (5000 лет) и коэффициентов  $k^{ПЗ}$  и  $k^{МРЗ}$  перехода от этих периодов к принятым периодам, соответственно, 100 – 500 и 5000 и 10000 лет. По этому СНиП для плотин I класса, расположенных в районах с  $J^{норм} = 9$  и 10 баллов (карта С, ОСР-97) с нормативным и расчетным периодом повторяемости 5000 лет, на скальном основании I категории, пиковые значения  $\alpha^{МРЗ}$  составят 0,24 g ( $J^{норм} = 9$  баллов) и 0,48 g ( $J^{норм} = 10$  баллов).

Ниже даны результаты расчетов по методике ЦСГНЭО [8] сейсмостойкости новой плотины высотой 100 м на скальном основании. В качестве воздействия использована синтетическая акселерограмма землетрясения с пиковым горизонтальным ускорением 0,2 g (ПЗ), (рис. 8), и 0,4 g (МРЗ) и вертикальным ускорением, равным 0,7 горизонтального, длительностью воздействия 10 с, и преобладающей частотой 3 – 5 герц, близкой к частоте основного тона колебаний гравитационных плотин высотой 100 м.



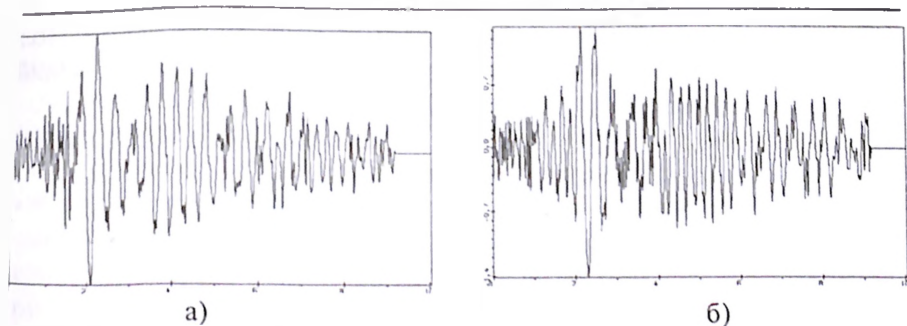


Рис. 8. Горизонтальная (а) и вертикальная (б) акселерограммы (в  $\text{м/с}^2$ ) проектного землетрясения (ПЗ)

При численной оценке сейсмостойкости системы «плотины-основание-водохранилище (ВБ)» решается система уравнений движения:

$$[K] \{U\} + [C] \{V\} + [M] \{W\} = \{R(t)\}, \quad (1)$$

где  $[K]$ ,  $[C]$ ,  $[M]$  — матрицы жесткости, демпфирования и масс расчетной области;  $\{U\}$ ,  $\{V\}$ ,  $\{W\}$  — векторы относительных перемещений, скорости и ускорения в фиксированных точках расчетной области;  $\{R(t)\}$  — вектор изменяющихся во времени динамических воздействий.

Решение системы уравнений (1) производится по методике ЦСГНЭО, используемой в расчетах плотин из обычного бетона [8]. В расчетах не учитывалось влияние гравитационных волн и были упрощены граничные условия между ВБ и плотиной и ВБ и основанием. На этих границах выполняется условие равенства перемещений, нормальных к этим границам, как для твердого тела (плотина и основание), так и для воды. В то же время учитывается передача касательных напряжений на этих границах, что позволяет упростить задачу, отказавшись от введения контактных элементов.

Для описания поведения УБ использована упругопластическая (с упрочнением) модель для обычного бетона [9], используемая в ЦСГНЭО в сейсмических расчетах бетонных плотин, в которой приняты сдвиговые параметры швов УБ (угол внутреннего трения  $\varphi = 45^\circ$ , сцепление  $C$  и предел прочности на растяжение поперек шва  $p = C$ ), (рис. 9). Описание деформируемости УБ в модели пластического течения с упрочнением выполнено с помощью кусочно-гладкой поверхности нагружения, отделяющей в пространстве напряжений область упругой работы материала от области, изменение напряжений в которой сопровождается развитием необратимых пластических деформаций. Введение поверхности нагружения опреде-

ляет понятия нагрузки, разгрузки и нейтрального нагружения. Полные деформации состоят из вязкоупругих и пластических деформаций.

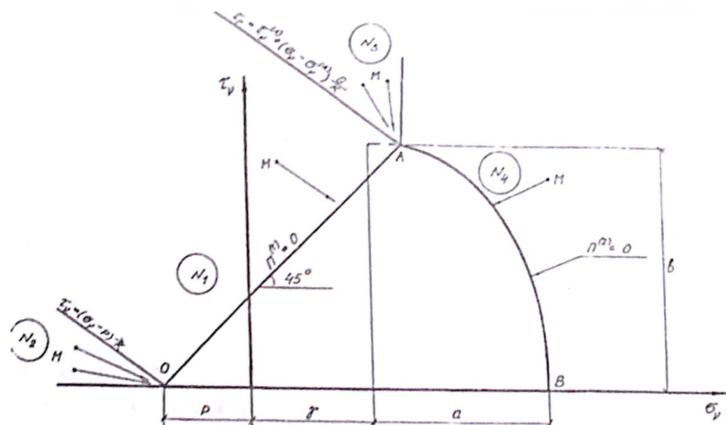


Рис. 9. Уруглопластическая упрочняющаяся модель укатанного бетона.

Для определения приращений последних используется ассоциированный с функцией нагружения закон течения, следующий из принципа максимума Мизеса:

$$d\epsilon_{ij}^{vp} = \sum_r d\lambda_r \frac{\partial f_r}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2)$$

В качестве системы определяющих параметров приняты касательные и нормальные напряжения на площадке максимального сдвига:

$$\tau_v = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}; \quad \sigma_v = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \quad (3)$$

Параметрами упрочнения являются сдвиговая и объемная псевдопластические деформации на площадке максимального сдвига:

$$\gamma_v^{vp} = \frac{\epsilon_1^{vp} + \epsilon_2^{vp}}{2}; \quad \theta_v^{vp} = \frac{\epsilon_1^{vp} + \epsilon_2^{vp}}{2} \quad (4)$$

Функции нагружения модели формулируются на основании анализа имеющихся экспериментальных данных по УБ следующим образом:

$$\tau_v = \sigma_v - p \quad (5)$$

$$\left(\frac{\tau_v}{b}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_v - p}{a}\right)^2 = 1 \quad (6)$$

Геометрическая интерпретация функций нагружения (5, 6) показана на рис. 9.

Поверхность нагружения в плоскости  $\tau_v - \sigma_v$  имеет две сингулярные точки О и А (рис. 9).

Уравнение (5) отражает процесс разрушения УБ при преобладании растягивающих напряжений, а уравнение (6) описывает поведение УБ в случае его разрушения от сжимающих напряжений. Модель УБ позволяет воспроизводить в расчетах образование в плотине горизонтальных трещин (раскрытие швов УБ), а в основании плотины — произвольных трещин и последующую работу УБ в зоне таких трещин только на сжатие.

В этих расчетах использовались те же параметры прочности на сдвиг швов УБ-3 и УБ-0, что и в предыдущих расчетах сейсмостойкости в рамках ЛСТ, а также следующие параметры деформируемости скального основания:  $E = 10000$  МПа и  $\nu = 0,2$ .

Результаты расчетов сейсмостойкости плотины на воздействие акселерограммы ПЗ с пиковым горизонтальным ускорением 0,2 g и вертикальным 0,14 g показаны на рис. 10 и 11.

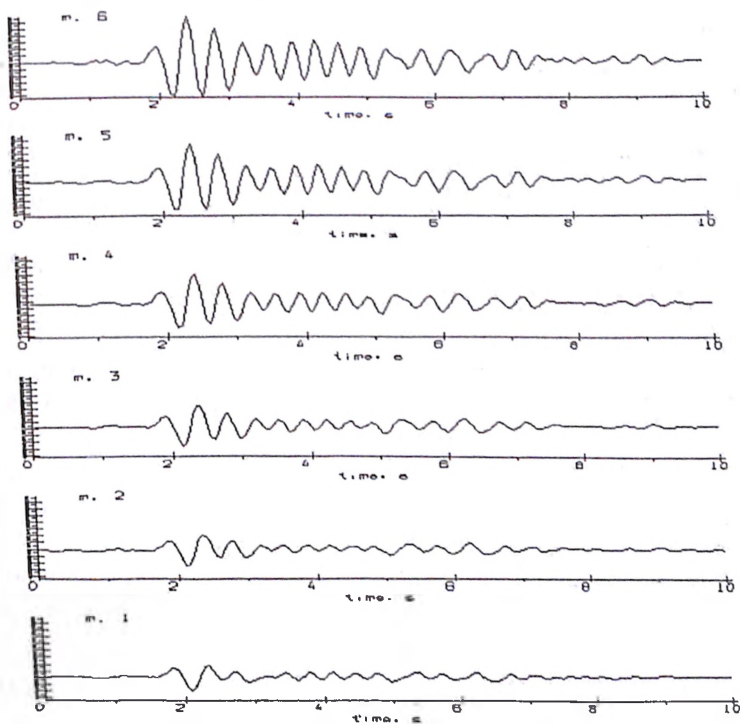


Рис. 10. Гистограммы горизонтальных перемещений 6 контрольных точек верхового откоса при воздействии ПЗ (пиковое горизонтальное ускорение 0,2 g, вертикальное 0,14 g)

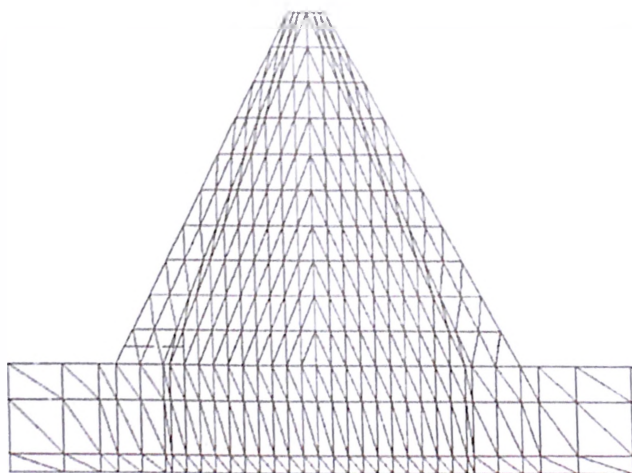


Рис. 11. Сетка конечных элементов плотины и основания и раскрытие шва (пунктир) в основании верховой зоны из УБ-3 при ПЗ (пиковое горизонтальное ускорение 0,2g, вертикальное 0,14g).

На рис. 10 показаны гистограммы горизонтальных перемещений 6 контрольных точек на верховом откосе плотины (первая точка в основании откоса, шестая — на гребне плотины, шаг точек по вертикали 20 м), из которого видно, что реакция плотины вполне упругая и перемещения полностью затухают к конце ПЗ без каких-либо остаточных величин. Максимальное горизонтальное ускорение на гребне плотины при воздействии ПЗ достигает 0,31 g, т.е. коэффициент усиления амплитуды колебаний составляет 1,55.

На рис. 11 показана сетка конечных элементов плотины и основания, на которой показана одна короткая трещина или раскрытие шва в основании верховой зоны УБ-3 при ПЗ.

Результаты расчетов сейсмостойкости плотины на воздействие акселерограммы МРЗ с пиковым горизонтальным ускорением 0,4 g и вертикальным 0,28 g показаны на рис. 12, 13, 14.

На рис. 12 показаны гистограммы горизонтальных перемещений 6 контрольных точек на верховом откосе плотины при воздействии МРЗ, из которого видно, что реакция плотины в нижней части плотины упругая с полным затуханием колебаний без остаточных (пластичных) перемещений, а в верхней (большей) части реакция упругопластическая: на фоне затухания колебаний в конце воздействия остаются небольшие пластические перемещения.

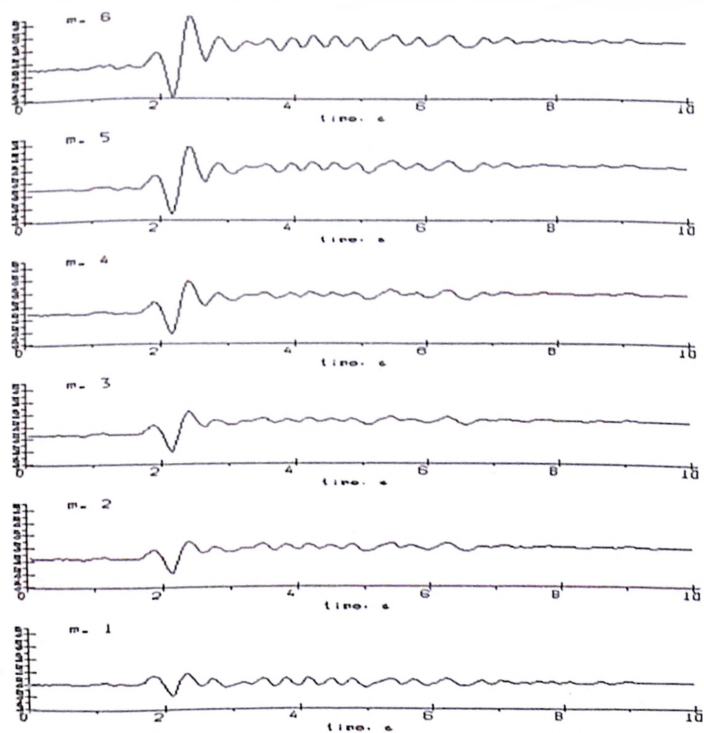


Рис. 12. Гистограммы горизонтальных перемещений 6 контрольных точек верхового откоса при воздействии МРЗ (пиковое горизонтальное ускорение 0,4 g, вертикальное 0,28 g).

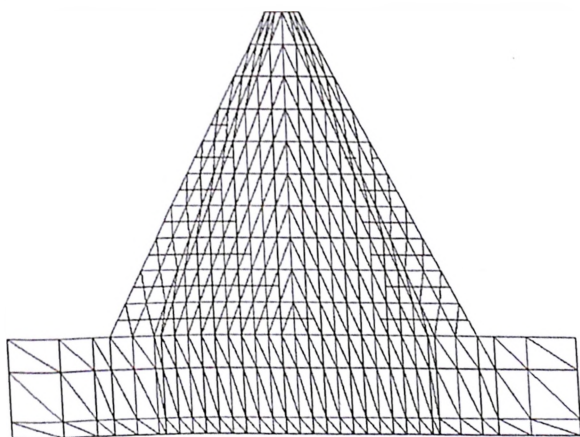


Рис. 13. Сетка конечных элементов плотины и основания и раскрытие швов УБ (жирные линии) в плотине при МРЗ (пиковое горизонтальное ускорение 0,4 g, вертикальное 0,28 g).

Распределение горизонтальных ускорений в 6 точках верхового откоса при МРЗ на рис. 14 показывает, что максимальное ускорение на гребне составляет всего 0,28 g.

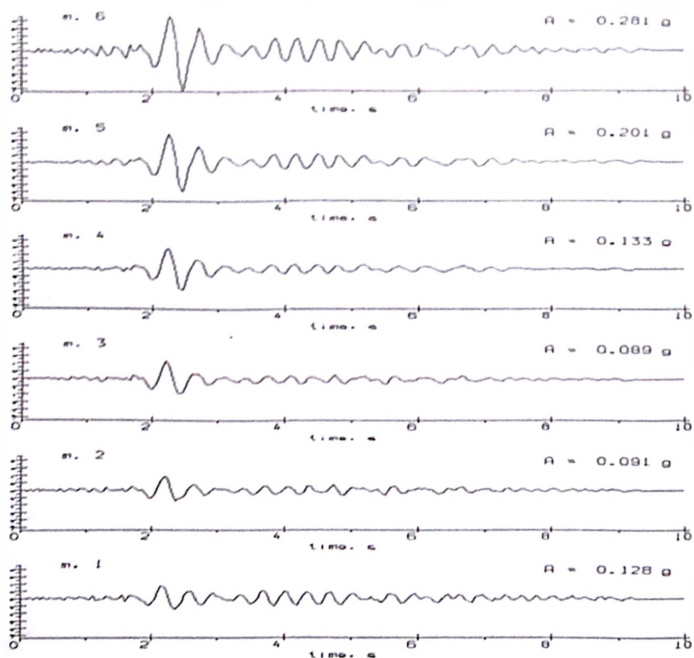


Рис. 14. Распределение горизонтальных ускорений (в долях g) в 6 контрольных точках верхового откоса при воздействии МРЗ (пиковое горизонтальное ускорение 0,4 g, вертикальное 0,28 g).

Картина образования горизонтальных трещин или раскрытия швов УБ показана на рис. 13, из которой видно, что при воздействии МРЗ в нижней части плотины глубина раскрытия швов с верхового откоса достигает середины профиля, а с низовой — ее четверти. Учитывая наличие на верховом откосе водонепроницаемой пленки CARPI противодавление в раскрытых швах УБ исключается, и сейсмическая безопасность плотины обеспечена. Раскрытия швов в наружных зонах плотины при МРЗ можно избежать, если произвести их обработку цементным раствором слоем 2 см, что позволит более чем вдвое повысить сцепление шва [7].

Был также выполнен расчет сейсмостойкости плотины на воздействие гипотетического максимального землетрясения с пико-

вым горизонтальным ускорением 0,8 g и вертикальным 0,56 g, который показал, что в верхней части плотины (высотой 10 м) возникает прогрессирующий сдвиг, а ее остальная часть работает упруго с затуханием колебаний без остаточных перемещений. В этом случае все швы УБ плотины остаются раскрытыми по всей ширине профиля, максимальное горизонтальное ускорение на гребне достигает 0,38 g.

Таким образом, можно считать, что предлагаемая плотина высотой 100 м обжатога профиля (заложение откосов 0,5) имеет примерно двойной запас сейсмостойкости при воздействии максимального расчетного землетрясения (МРЗ), что подтверждает высокую сейсмостойкость подобных плотин и указывает на необходимость их рассмотрения в проектах гидроузлов, расположенных в сейсмически активных районах при любых грунтовых условиях.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Dunstan, M. RCC dams in 2003. Hydropower and Dams. World Atlas and Industry Guide. 2003.
2. ICOLD Bulletin 117, 2000. The gravity dam - a dam for the future. Review and recommendations.
3. Londe, P., Lino, M. The faced symmetrical hardfill dam. Water Power and Dam Constr. V. 44. N2. 1992.
4. Ляпичев Ю.П. Плотины из укатанного бетона (УБ) и УБ и камня, упрочненного цементом (проектирование и строительство) (на испан. яз.). Семинар в компании ESAGEN. Колумбия. 1998.
5. Ляпичев Ю.П. Новые конструкции плотин из укатанного бетона и камня. Проблемы теории и практики в инженерных исследованиях. Сб. научн. трудов РУДН. М.: АСВ. 1998.
6. Liapichev Yu. Seismic stability and strength of new combined symmetrical RCC and rockfill enriched with cement mortar/ 4-th Intern. conference on RCC dams. November 2003. Madrid.Spain. P.7.
7. ICOLD Bulletin 125. State-of-the-art of RCC dams. ICOLD, Paris, France. 2003.
8. Бронштейн В.И., Грошев М.Е. Расчетная оценка сейсмонапряженного состояния бетонных плотин по записям параметров их колебаний. Свид. офиц. регистр. программы №980290. Роспатент. 1998.
9. Грошев М.Е., Шаблинский Г.Э. Применение теории пластического течения для описания деформируемости бетона в условиях двухосного нагружения. М.: «Строительство и архитектура». 1991

## У. ЭКОЛОГИЧЕСКАЯ БЕЗОПАСНОСТЬ ГИДРОУЗЛОВ

### ЭКОЛОГИЧЕСКИЙ МЕНЕДЖМЕНТ ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ ОБЪЕКТОВ НА РАЗЛИЧНЫХ СТАДИЯХ ИХ ЖИЗНЕННОГО ЦИКЛА

*Суздаева А.Л., Безносов В.Н., доктора биол. наук (ОАО «НИИЭС»)*

В настоящее время общепринятого определения понятия «экологический менеджмент» не существует. В переводе с английского менеджмент (management) — это управление, заведование, умение управлять чем-либо. В соответствии с этим, наиболее распространенное понимание термина «экологический менеджмент» — это разумное управление окружающей средой, которое позволит сохранить ее при интенсивном природопользовании. Однако на практике возникает необходимость не в управлении средой, а в управлении какими-то видами человеческой деятельности, в ходе которых в этой среде могут произойти нежелательные изменения.

Следовательно, предметом экологического менеджмента является не окружающая среда, а отношения между различными юридическими и физическими лицами, возникающие по поводу ее использования. С этой точки зрения основными объектами экологического менеджмента являются как природные, так природно-антропогенные и антропогенные объекты. В качестве субъектов экологического менеджмента в этом случае рассматриваются самые разнообразные административно-управленческие структуры, способные оказывать влияния на деятельность данных объектов.



Как показала практика, вопрос о предмете, объектах и субъектах экологического менеджмента имеет принципиальное значение. Весьма часто неэффективность программ экологического менеджмента была обусловлена ошибочной предпосылкой о том, что эти мероприятия регулируют отношение людей и общества в целом к природе. Это, по нашему мнению, принципиально неверно: отрегулированы могут быть только общественные отношения. За понятием «общественное отношение по поводу природы» стоят разнообразные экологические интересы человека, его различные потребности (экологические, экономические, эстетические, рекреационные, научные, культурные), удовлетворяемые за счет ресурсов природы [1].

Несмотря на кажущуюся простоту разграничение понятий «предмет» и «объект» экологического менеджмента, этот вопрос в настоящее время является, вероятно, основной причиной, затрудняющей эффективное взаимодействие между специалистами по охране окружающей среды и управленческими структурами, способными оказать реальное влияние на развитие экологической ситуации. Например, биолог, исследующий влияние техногенных воздействий на природные процессы, как правило, имеет дело лишь с одним из объектов правовых отношений. Обычно он рассматривает такие процессы как простейшую экологическую систему «природный ресурс — потребитель ресурса». По этому принципу строятся и разрабатываемые меры, направленные на прямое ограничение непосредственно потребления (например, запрет сбора редких видов растений и др.). В действительности взаимодействие человека с природой носит иной характер. Почти всегда потребление природных ресурсов реализуется через систему общественных отношений. Так, в приведенном выше примере запрет на сбор редких растений регулирует не отношения между человеком и растением, а отношения между людьми. Иначе говоря, это отношения между человеком, который рвет цветы, и человеком, который должен охранять этот редкий вид. Очевидно, что при подобном подходе предмету экологического менеджмента, то есть анализу общественных отношений, уделяется недостаточное внимание. Именно по этой причине чисто запретительные меры малоэффективны. Более перспективным являются пути правового решения экологических проблем, направленные на создание таких отношений, когда хищническое использование природы становится невыгодным, прежде всего, экономически.

Исходя из всего изложенного выше, мы определяем так называемый «экологический менеджмент» как систему управления обще-

ственными отношениями, возникающими при взаимодействии хозяйственных и иных антропогенных объектов с окружающей средой.

С этой точки зрения экологический менеджмент — это, прежде всего, скоординированное управление деятельностью ведомств различных категорий. Ведомства одной из них оказывают на окружающую среду воздействие и должны планировать и контролировать это воздействие. Другие ведомства, входящие в систему экологического менеджмента, выполняют природоохранные задачи. Очевидно, что в обоих случаях краеугольным камнем является адекватная и непредвзятая оценка состояния окружающей среды, проводимая в основном в виде экологического мониторинга и экологического аудита.

Под «экологическим мониторингом» понимают систему наблюдений (слежение) за экологическим состоянием какого-либо объекта окружающей среды. Понятие «экологический аудит» включает анализ экологических последствий каких-либо видов человеческой деятельности, проведение которой так или иначе может оказать на окружающую среду неблагоприятное воздействие [2]. На этом следует остановиться более подробно.

Как показывает опыт развитых стран, процедура экологического аудита эффективна только в том случае, когда она решает проблемы всех заинтересованных сторон [3]. Современный экологический аудит должен базироваться как на оценке соответствия природоохранным нормам деятельности аудируемого субъекта, так и на вопросах экологической безопасности самого этого субъекта, защите его жизненно важных интересов от внешних экологических угроз. Другими словами, при проведении экологического аудита деятельности какого-либо хозяйствующего субъекта необходимо не только оценивать ее воздействие на природу, но и определять ущерб, который несет или может понести в дальнейшем этот субъект от ухудшения экологического состояния среды, возникшего по причинам, не связанным с его деятельностью.

Следовательно, в системе экологического менеджмента энергетических объектов реально должны быть предусмотрены не только мероприятия по охране окружающей среды, но и действия, обеспечивающие защиту экологических интересов этих субъектов [4]. В России собственные экологические интересы крупных предприятий, как правило, игнорируются, а экологические исследования проводятся по принципу: может ли рассматриваться деятельность предприятия как фактор ухудшения качества окружающей среды? Например, при оценке экологического состояния водоемов, используемых для технического водоснабжения АЭС, главным

направлением экспертной деятельности является определение вреда (реального или потенциального), наносимого атомной электростанцией этому водоему и всем другим водопользователям. При этом априорно, и весьма часто совершенно безосновательно, принимается, что крупный производственный объект наносит такой вред качеству водной среды, на фоне которого воздействие других видов деятельности значения не имеет. Как показывает опыт практической работы, это далеко не так. В качестве примера можно рассмотреть проблему экологических интересов АЭС. При ухудшении качества вод водоема-охладителя по вине других хозяйствующих субъектов атомная электростанция несет значительный экономический ущерб. Например, загрязнение воды бытовыми стоками вызывает образование на поверхности теплообменной аппаратуры так называемой «био пленки», состоящей из бактерий и выделяемой ими слизи. При толщине этой пленки всего 0,1 мм теплопередача снижается более чем в 4 раза [5], в результате чего значительно снижается выработка электроэнергии.

По нашему мнению, экологический менеджмент энергетических объектов должен в обязательном порядке включать:

1. Разработку системы регулируемых отношений между всеми хозяйствующими субъектами данного региона и органов, уполномоченных осуществлять экологический контроль.

2. Разработку системы экологического мониторинга региона размещения энергетического объекта и его (объекта) экологического аудита. В совокупности эти мероприятия должны: обеспечивать оперативное отслеживание и прогнозирование изменений экологической ситуации в регионе размещения энергетического объекта; квалифицировать наблюдающиеся и прогнозируемые явления, исходя из норм действующего законодательства; определять экономический ущерб, наносимый энергетическому объекту вследствие ухудшения качества окружающей среды, связанного с деятельностью других хозяйствующих субъектов.

3. Разработку в регионе размещения энергетического объекта системы защиты экологических интересов всех хозяйствующих субъектов вне зависимости от характера их деятельности и ее объема. Для того чтобы эта система эффективно работала, в нее необходимо включить механизмы обоснования компенсации экологических ущербов как энергетического объекта, так и экологических ущербов других хозяйствующих субъектов, возникших по вине энергетического объекта.

Рассматривая цели экологического менеджмента, необходимо остановиться еще на одном аспекте проблемы, касающемся развития этой системы во времени. Любой энергетический объект в период

своего существования проходит несколько отдельных фаз развития, на каждой из которых экологический менеджмент имеет свои специфические особенности. В целом при обосновании системы экологического менеджмента можно выделить следующие основные стадии жизненного цикла энергетического объекта. Предполагается, что это — три предпроектные стадии: «Инвестиционный замысел», «Декларация о намерениях» и «Обоснование инвестиций»; две проектные стадии: «Технико-экономическое обоснование проекта» и «Проект»; самая длительная стадия «Строительство и эксплуатация», а также «посттехногенная» стадия «Снятие с эксплуатации». Кроме того, при необходимости можно выделить также ряд дополнительных стадий, например «Ввод в эксплуатацию», «Реконструкция» и др.

Разработанная и предложенная авторами программа экологического менеджмента энергетического объекта на каждой стадии предусматривает комплекс мероприятий, включающий: исследования, разработку прогнозов и программ, выпуск обязательной и инициативной экологической документации, осуществление контрольных мероприятий (таблица).

Как правило, на предпроектных стадиях проведение исследований и выпуск экологической документации осуществляется в сжатые сроки при ограниченном финансировании. Как показывает опыт, работы в этот период целесообразно разработать инициативный документ «Предварительный прогноз воздействия». Этот документ может быть составлен на основании результатов экологического мониторинга, проведенного на аналогичных энергетических объектах, или анализа имеющихся фондовых и литературных материалов.

Объем выпускаемой экологической документации и недостаток проработки предоставляемых материалов (особенно в отношении учета особенностей местных экологических условий) может быть дополнен проведением научных семинаров и региональных научных конференций. Эти мероприятия закладывают фундамент, необходимый с точки зрения действующего законодательства, взаимодействия с общественностью региона. На стадиях «Декларации о намерениях» и «Обоснования инвестиций» эти организации выступают как квалифицированное управляющее воздействие со стороны научной ответственности.

Процедура экологического менеджмента «Оценка воздействия на окружающую среду» (ОВОС) хорошо разработана и проводится на проектных стадиях («Технико-экономическое обоснование» и «Проект»). Мы считаем целесообразным на основании рекогносцировочных исследований районов размещения энергетических объектов

выпускать инициативный экологический документ «Проект экологического мониторинга», а затем на его основе проводить мониторинг. По результатам «нулевого» (до пуска энергетического объекта) цикла экологического мониторинга региона уже на этой стадии можно составлять следующий инициативный документ — «Проект экологического аудита природно-техногенной системы». В соответствии с нормами действующего законодательства обязательная экологическая документация на проектных стадиях контролируется государственной и общественной экологическими экспертизами, а в качестве управляющего воздействия выступают мероприятия по снятию замечаний экспертиз.

Экологический менеджмент на стадии «Строительство и эксплуатация» сейчас начинает приобретать определенность. В настоящее время в основном существуют программы, касающиеся регулирования отдельных аспектов экологического воздействия энергетических объектов. Например, ранее разработанная методология [6,7] инициативного экологического аудита позволяет проводить оценку дополнительных антропогенных нагрузок на водоемы-охладители АЭС, связанных с деятельностью различных водопользователей региона. Заложенные здесь принципы можно использовать и для управления экологической ситуацией в целом. На основании сделанных экспертных оценок рекомендуется выпускать «Заключение экологического аудита» (документ, предназначенный для информации всех заинтересованных лиц, который в настоящее время обязательным не является) и внутренний инициативный документ «Корректировка экологических прогноза, мониторинга и аудита». Контролирующие функции на этих стадиях могут быть возложены на Министерство природных ресурсов, Министерство энергетики, Министерство по атомной энергии, Концерн «Росэнергоатом», РАО «ЕЭС России», а управляющее воздействие должно оказывать проведение мероприятий по защите интересов природопользователей.

Экологический менеджмент на стадии «Снятие с эксплуатации» не проводился. Однако его программу необходимо создавать сейчас. Она должна включать исследования (экологический мониторинг «посттехногенного» цикла), процедуру инициативного экоаудита (оценка «посттехногенного» состояния) и выпуск документации («заключение экологического аудита», «замечания по проведению экологического аудита»). Контролирующие функции и управляющее воздействие должны быть организованы также, как и на предыдущей стадии.

*Безопасность энергетических сооружений*

*Схема экологического менеджмента энергетических объектов*

Стадии	Исследования	Процедуры	Обязательная экологическая документация
Инвестиционный замысел	Сбор и анализ фондовых и литературных данных	Предварительная оценка современного экологического состояния региона до начала строительства энергетического объекта	Социально-экономическая привлекательность (СЭП) объекта для региона
Декларация о намерениях			Ожидаемые последствия для региона (ОПР)
Обоснование инвестиций			Предварительная оценка экологической безопасности (ПОЭБ)
Технико-экономическое обоснование	Рекогносцировочные натурные исследования региона размещения энергетического объекта	Оценка современного состояния и прогнозируемого воздействия на окружающую среду в регионе размещения	Оценка воздействия на окружающую среду (ОВОС)
Проект	Экологический мониторинг (нулевой цикл)		Обоснование экологической безопасности (ОЭБ)
Строительство и эксплуатация	Экологический мониторинг	Оценка дополнительных антропогенных нагрузок, связанных с деятельностью природопользователей региона. Экологический аудит мониторинга	Заклучение экологического аудита мониторинга (ЗЭАМ)
Снятие с эксплуатации	Экологический мониторинг («посттехногенный» цикл) и анализ фондовых материалов	Оценка «посттехногенного» экологического состояния региона. Экологический аудит документации	Заклучение экологического аудита документации (ЗЭАД)

Экологическая безопасность гидроузлов

Таблица

на различных стадиях их жизненного цикла

Инициативная экологическая документация	Контролирующие органы и организации	Управляющие воздействия
Предварительные программы «публичных слушаний и конференций»	Местные органы власти; научная общественность региона; территориальные природоохранные органы	«Публичные слушания»; научно-технические региональные конференции; информация в СМИ
Предварительный прогноз воздействия (ППВ)		
Проект экологического мониторинга (ПЭМ)	МПР России; Государственная и общественная экологическая экспертизы	Мероприятия по снятию замечаний экспертизы
Проект экологического аудита (ПЭА)	МПР России; Государственная и общественная экологическая экспертизы	Мероприятия по снятию замечаний экспертизы
Корректировка прогноза, мониторинга и аудита (КПМиА)	МПР России; Минэнерго России; Минатом России	Мероприятия по защите интересов природопользователей
Замечания по проведению экологического менеджмента	МПР России; Государственная экологическая экспертиза; Минэнерго России; Минатом России	Мероприятия по защите интересов природопользователей; мероприятия по снятию замечаний экспертизы

Объединение всех перечисленных мероприятий в единую систему дает, по нашему мнению, следующие преимущества:

1. Обеспечивает необходимую полноту и «преемственность» экологической информации, благодаря которой устанавливаются причинно-следственные связи в развитии экологической ситуации. Кроме того, создается постоянно действующая система эффективного взаимодействия органов управления производства, органов государственного экологического контроля и общественных организаций.

2. Позволяет на ранних стадиях избавиться от так называемых «приобретенных экологических пассивов» [8], заключающихся, например, в загрязнении территории в период, предшествующий размещению на ней энергетического объекта. В противном случае ликвидация чужих «экологических долгов» целиком ложится на энергетический объект, а связанный с этими явлениями экономический ущерб не компенсируется.

3. Позволяет учитывать мнение общественности, вносить коррективы в проектно-эксплуатационную документацию и своевременно разрешать эколого-социальные конфликтные ситуации, обусловленные функционированием энергетического объекта.

4. Выявляет причинителей вреда окружающей среде и определяет сумму экономического ущерба, понесенного в результате этого энергетическим объектом и другими объектами данного региона.

5. Позволяет эффективно использовать опыт, накопленный на других энергетических объектах, а также прогнозировать развитие экологической ситуации, исходя из имеющегося опыта работы.

Таким образом, предлагаемая унифицированная система экологического менеджмента, с одной стороны, повышает качество природоохранной деятельности, а с другой стороны — в значительно большей степени способствует защите экологических интересов энергетического объекта. При доработке эта система может быть использована для организации экологического менеджмента на других производственных объектах.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Бринчук М.М. Экологическое право. М.: Изд-во «Юристъ». 2000.
2. Суздалева А.Л. Экологическое аудирование промышленных объектов. Учебное пособие. М.: Издательский комплекс МГУПП. 2000.
3. Суздалева А.Л. Концептуальные положения экологического аудита. //Природообустройство территорий. Сб. материалов научно-техн. конф. М.: МГУП. 2002.



4. Суздалева А.Л., Горюнова С.В., Безносов В.Н. Основные этапы процедуры экологического аудита. //Вестник Российского университета дружбы народов. Серия «Сельскохозяйственные науки». №8. 2002.
5. Афанасьев С.А. Биологические помехи в водоснабжении электростанций. //Гидробиология водоемов-охладителей тепловых и атомных электростанций Украины. Киев: Наукова думка. 1991.
6. Суздалева А.Л. Унифицированная методика исследования экологического состояния водоемов-охладителей тепловых и атомных электростанций. //Региональная экология. 2000. №1 – 2.
7. Суздалева А.Л. Структура и экологическое состояние природно-техногенных систем водоемов-охладителей АЭС //Автореферат диссертации ... доктора биол. наук. М.: МГУ. 2002.
8. Олейник К.А. Экологические риски в предпринимательской деятельности (вопросы методологии). М.: Изд. «Анкил». 2002.

## **ИНЖЕНЕРНЫЕ ПУТИ РЕШЕНИЯ ПРОБЛЕМЫ УЛУЧШЕНИЯ ЭКОЛОГИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ПРУДОВ И МАЛЫХ РЕК**

*Волашик В.В., доктор техн. наук (МГСУ), Пешин А.Г.,  
Родионов В.Б., Юрченко А.Н., кандидаты техн. наук, Амирова Н.Н.,  
инженер (ОАО «НИИЭС»), Доркина И.В., инженер (Мосводосток)*

В Российской Федерации — сотни тысяч малых озер, малых рек и прудов на них, а также копанных прудов. Многие из них эксплуатируются по хозяйственному и рекреационному назначению, многие находятся на селитебных и урбанизированных территориях. Водные объекты, подверженные антропогенному воздействию, имеют низкую самоочистительную способность, а значит у них нет иммунитета к возрастающему загрязнению. Со временем их акватория и берега замусориваются, вода становится непригодной не только для питья, но и для купания, повышается опасность бактериологического загрязнения, водный объект теряет привычный внешний вид и ухудшает ландшафт. На некотором этапе в прудах происходят необратимые изменения, предотвратить которые возможно лишь, устранив источники загрязнения и применяя ряд конструктивных и экологических мероприятий. В настоящее время подавляющее число прудов находится в очень плачевном состоянии. Без оперативного и правильного решения этой проблемы происходит безвозвратная потеря водоёма и, так как даже самый маленький водоем — часть водной системы, следует её постепенная деградация. Для прудов Москвы и Московской области эта проблема стоит наиболее остро.

Проблемы озер и прудов связаны с увеличением толщины донных отложений, с соответствующим сокращением глубины воды, ее цветением и зарастанием берегов, загрязнением и кольматацией родников. Проблемы малых рек связаны, прежде всего, с уменьшением их водности, вызванным обезлесиванием площади водосбора и осушением болот, а также с увеличением неравномерности годового гидрографа. В связи с разрушением водяных мельниц и малых ГЭС исчезли их водохранилища и, следовательно, подпертые бьефы, которые благотворно влияли на эколого-гидрологическую ситуацию на площади водосбора.

Осушение и хозяйственное освоение болот и торфяников приводит к исключению их из системы внутригодового регулирования стока и к упомянутому росту неравномерности годового гидрографа рек в водосборном бассейне. Загрязнение горизонтов подземных вод делает опасным применение их для питья и даже для хозяйственных целей, приводит к загрязнению воды в связанных с ними гидравлически реках и озерах, а также в колодцах.

Так как водная система представляет собой единый организм, все элементы которого связаны друг с другом, проекты восстановления водных систем обязательно должны носить комплексный характер и содержать как научные изыскания, так и проектные разработки, учитывающие все возможные аспекты влияния предполагаемого инженерного вмешательства в гидросферу. Выполненные нами работы показывают, что при правильном подходе очистка водных объектов и создание инженерных сооружений для поддержания качества воды позволяют на долгие годы сохранять и поддерживать приемлемую экологическую ситуацию в водной системе, улучшать хозяйственное и рекреационное использование рек, прудов и озер.

Основными причинами, определяющими низкую самоочищающую способность, являются недостаточная или отсутствующая проточность (водооборот) при низком содержании растворенного кислорода в воде. Преодолевая эти негативные качества, необходимо иметь в виду достаточно большие массы воды в водном объекте, требующие очистки, и стремление обеспечить максимальный эффект при минимальных затратах на строительство и эксплуатацию инженерной системы. Как показывает многолетний опыт исследований, проектных разработок и эксплуатации, этим требованиям удовлетворяет система замкнутого насосного водооборота и струйной аэрации, например с вихревыми аэраторами, разработанными в Московском государственном строительном университете.

В техническом отношении система водооборота и аэрации представляет собой напорную насосную гидравлическую систему (рис. 1).

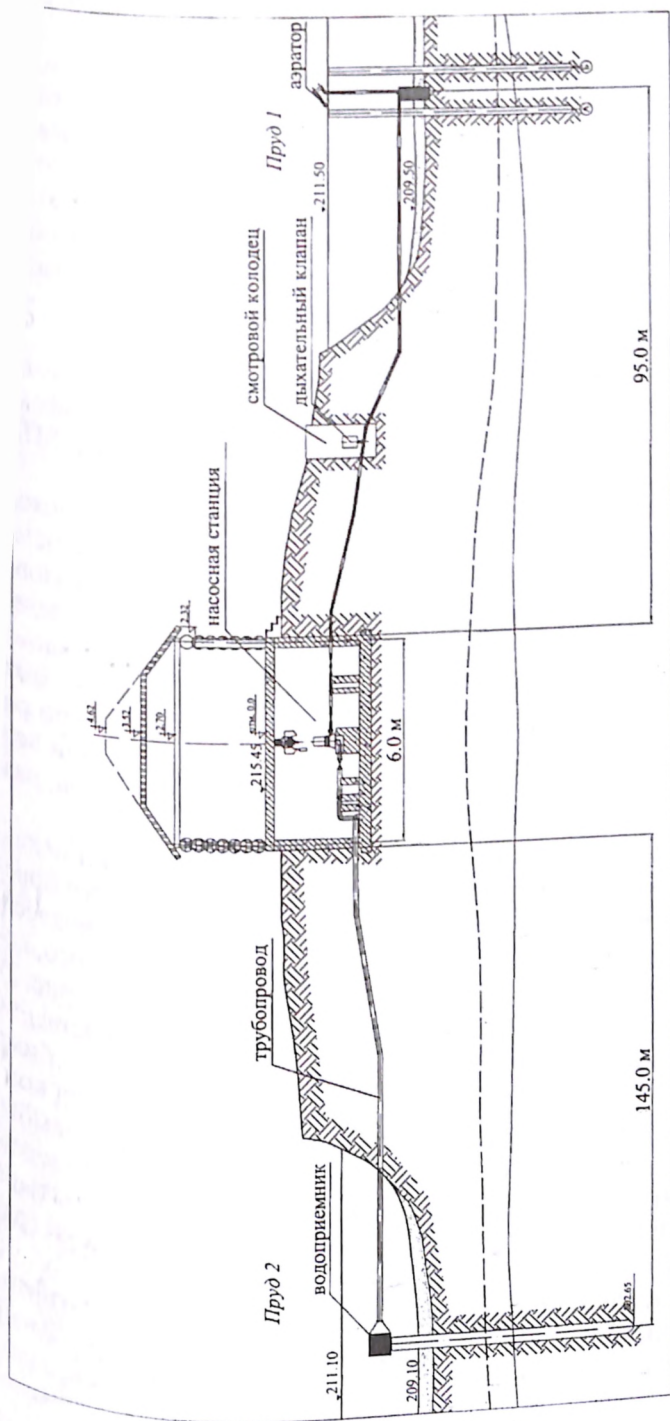


Рис. 1. Разрез по оси трубопроводов.

замкнутую через массив воды в прудах. Аэрация (насыщение воды растворенным кислородом воздуха) в этой системе обеспечивается гидравлическими вихревыми аэраторами, устанавливаемыми в конце напорной линии насосов (рис. 1). Перемешивание воды во всем объеме прудов обеспечивается за счет вовлечения в медленное движение массива воды при перекачивании насосами воды из одной точки (нижней) пруда в другую (верхнюю) и динамического воздействия выходящих из аэратора водовоздушных струй. Для того чтобы обеспечить требуемую потребность воды в растворенном кислороде, расход воды в системе водооборота не должен превышать 7 л/с (25 м<sup>3</sup>/ч).

*Основные требования к системе водооборота:*

производительность системы водооборота и аэрации по расходу воды должна быть достаточной для оказания требуемого эффекта по нейтрализации биохимической потребности в кислороде (БПК) и преодоления дефицита растворенного кислорода;

производительность системы водооборота и аэрации по расходу воды и напору должна быть достаточной для обеспечения перемешивания воды во всем массиве прудов, предотвращения образования застойных зон, для обеспечения равномерного распределения по акватории масс воды, насыщенных растворенным кислородом;

производительность системы водооборота и аэрации должна быть выбрана таким образом, чтобы имелся некоторый резерв (по растворенному кислороду), который может использоваться при возникновении критических ситуаций: запах в жаркое время года, развитие сине-зеленых водорослей и т.п.

Такая система предложена в эскизном проекте реконструкции каскада прудов на Бородинском поле (территория Государственного Бородинского военно-исторического музея-заповедника). Пруды искусственные, образованы созданием двух дамб на ручье Неверовского, который берет свое начало из болота на юго-западе от Монастыря (рис. 2).

Согласно сведениям из исторических источников, непосредственно перед Бородинским сражением на ручье, который ныне носит имя Неверовского, были отсыпаны шесть дамб для форсирования конницей водной преграды. До наших дней сохранилось две дамбы, образующие два пруда, примыкающие друг к другу. Пруды находятся в 200-х метрах на восток от Спасо-Бородинского монастыря (рис.2), поэтому именуются Монастырскими, они практически граничат с Утицким лесом.

Ручей Неверовского берет начало из болота на юго-западе от Монастыря. Ручей впадает в пруды, потом поток проходит через трубу диаметром 10 см, работающую как автоматический водослив, зало-

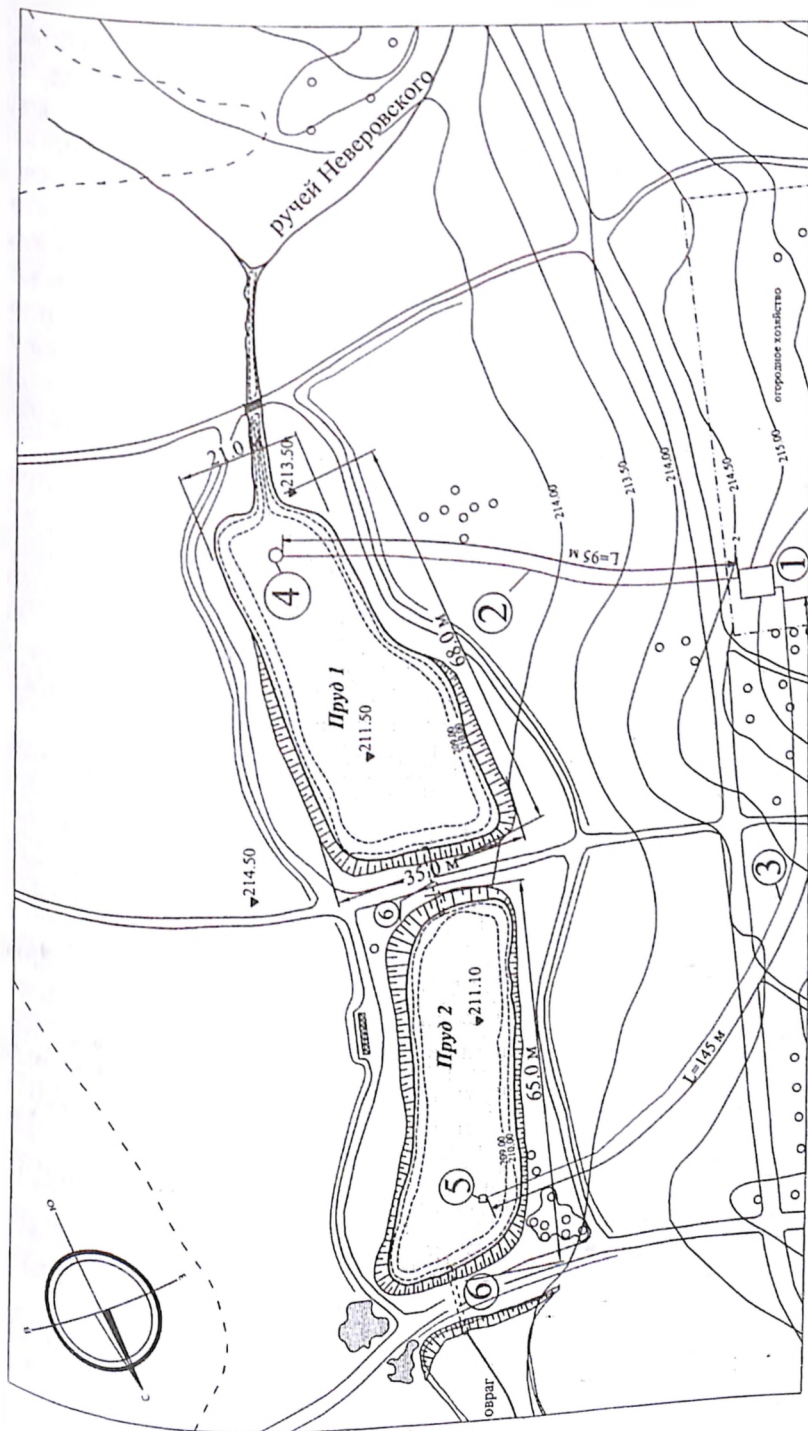


Рис. 2. План расположения прудов : 1 — насосная станция; 2 — напорный трубопровод; 3 — водозаборный трубопровод; 4 — аэратор; 5 — водоприемник; 6 — перепуск.

замкнутую через массив воды в прудах. Аэрация (насыщение воды растворенным кислородом воздуха) в этой системе обеспечивается гидравлическими вихревыми аэраторами, устанавливаемыми в конце напорной линии насосов (рис. 1). Перемешивание воды во всем объеме прудов обеспечивается за счет вовлечения в медленное движение массива воды при перекачивании насосами воды из одной точки (нижней) пруда в другую (верхнюю) и динамического воздействия выходящих из аэратора водовоздушных струй. Для того чтобы обеспечить требуемую потребность воды в растворенном кислороде, расход воды в системе водооборота не должен превышать 7 л/с (25 м<sup>3</sup>/ч).

*Основные требования к системе водооборота:*

производительность системы водооборота и аэрации по расходу воды должна быть достаточной для оказания требуемого эффекта по нейтрализации биохимической потребности в кислороде (БПК) и преодоления дефицита растворенного кислорода;

производительность системы водооборота и аэрации по расходу воды и напору должна быть достаточной для обеспечения перемешивания воды во всем массиве прудов, предотвращения образования застойных зон, для обеспечения равномерного распределения по акватории масс воды, насыщенных растворенным кислородом;

производительность системы водооборота и аэрации должна быть выбрана таким образом, чтобы имелся некоторый резерв (по растворенному кислороду), который может использоваться при возникновении критических ситуаций: запах в жаркое время года, развитие сине-зеленых водорослей и т.п.

Такая система предложена в эскизном проекте реконструкции каскада прудов на Бородинском поле (территория Государственного Бородинского военно-исторического музея-заповедника). Пруды искусственные, образованы созданием двух дамб на ручье Неверовского, который берет свое начало из болота на юго-западе от Монастыря (рис. 2).

Согласно сведениям из исторических источников, непосредственно перед Бородинским сражением на ручье, который ныне носит имя Неверовского, были отсыпаны шесть дамб для форсирования конницей водной преграды. До наших дней сохранилось две дамбы, образующие два пруда, примыкающие друг к другу. Пруды находятся в 200-х метрах на восток от Спасо-Бородинского монастыря (рис.2), поэтому именуются Монастырскими, они практически граничат с Утицким лесом.

Ручей Неверовского берет начало из болота на юго-западе от Монастыря. Ручей впадает в пруды, потом поток проходит через трубу диаметром 10 см, работающую как автоматический водослив, зало-

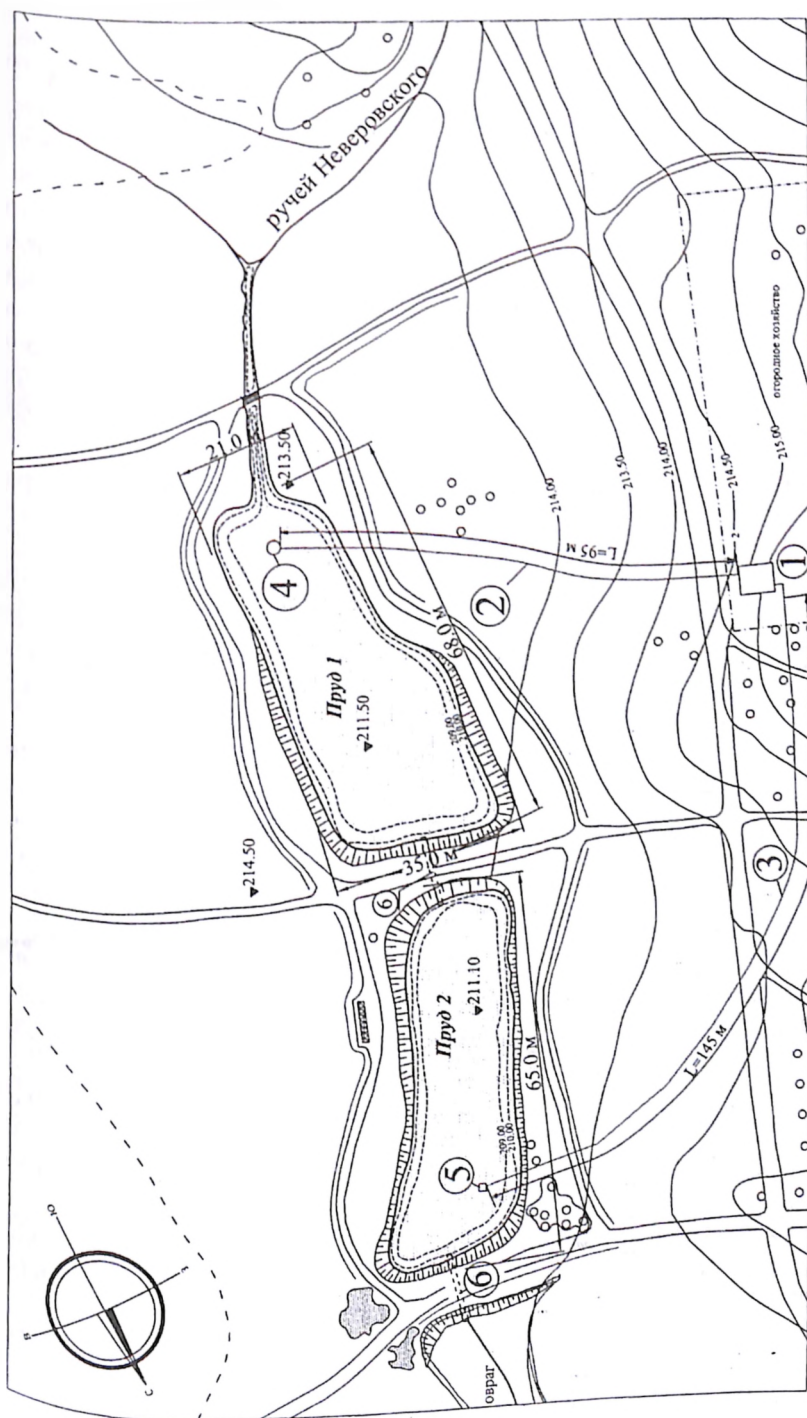


Рис. 2. План расположения прудов : 1 — насосная станция; 2 — напорный трубопровод; 3 — водозаборный трубопровод; 4 — азрагор; 5 — водоприемник; 6 — перепуск.

женную в низовую дамбу, далее он продолжает путь в пониженном участке (овраге) и примерно в 100 метрах впадает в ручей Семеновский. Разница отметок уреза воды в прудах составляет около 40 см (рис. 1).

Пруды полностью наполняются в весеннее половодье и существуют за счет своих запасов, накопленных в паводок. Уровень воды в прудах понижается за летне-осеннюю межень на 20 см. Подпитки за счет грунтовых вод нет, так как уровень грунтовых вод очень низок. Состояние водности можно считать удовлетворительным. Около 10 лет назад наблюдалась тенденция резкого понижения уровня воды. Как выяснилось позже, пруды чистили и таким образом сняли часть донных отложений. Донные отложения состоят из мелких частиц, которые имеют свойство коагуляции, то есть проникновения мелких илистых частиц в пустоты между крупными и заполнении их. Это имеет очень большое значение для обеспечения водонепроницаемости ложа прудов.

Проведенные исследования в 2002 году показали, что фильтрация из прудов теперь незначительна, и можно предположить, что донные отложения увеличились в мощности и закоагулированный слой присутствует. В настоящее время пруды не используются как экспозиционные объекты в экскурсионных маршрутах музея, но существуют важные факторы, заставляющие принимать решение о реконструкции прудов и создании постоянно действующей инженерной системы по поддержанию качества воды:

планируемое руководством музея-заповедника включение Моноастырских прудов в экспозицию экскурсионных маршрутов и необходимость в связи с этим придания прудам исторического облика, для чего необходимо кардинально расчистить берега пруда и обеспечить проточность, нужную для поддержания самоочистительной способности воды;

наступление на урез воды застраиваемой территории и усиление хозяйственной деятельности. Даже в случае обеспечения застройщиками определенных законодательством водоохранных мероприятий (соблюдение водоохраной зоны шириной не менее 55 м от уреза воды в соответствии с Положением о водоохранных зонах водных объектов и их прибрежных защитных полосах) загрязнения от хозяйственной деятельности будут достигать акватории и, в случае отсутствия проточности, приведут к необратимым последствиям на обоих прудах;

целесообразность использования отдельных участков береговой полосы для размещения площадок для организованного отдыха экскурсантов;

необходимость компенсационных мероприятий по снижению загрязнения воды в нижнем пруду от функционирования бани.



Вышесказанное не оставляет сомнений в том, что вода в Монастырских прудах будет загублена без проведения реконструкции прудов и создания системы поддержания качества воды.

При разработке реконструктивных мероприятий необходимо соблюсти следующие требования:

- сохранить (или воссоздать) исторический облик водных объектов;
- обеспечить выполнение существующих норм по качеству воды;
- принять наиболее эффективные и экономичные инженерные решения по реконструкции Монастырских прудов.

Так как пруды рассматриваются как имеющие историческое и декоративное значение, их реконструкция должна обеспечить, прежде всего, зрительное восприятие их как естественных водоемов, имеющих помимо средообразующего еще и историческое экспозиционное значение.

В июле 2003 г. были проведены исследования экологического состояния прудов. Основные цели исследований: определение качества воды; общая оценка способности водоемов к самоочищению. В результате обработки данных, полученных в ходе гидрохимических анализов, были сделаны следующие выводы:

- в настоящее время оба исследованных пруда содержат значительное количество органического вещества. Поэтому, даже при небольшом увеличении загрязнения вод (например вследствие организации постоянных экскурсий), следует ожидать резкого ухудшения качества вод и падения рекреационной ценности этих объектов. Внешне это, прежде всего, будет проявляться в возникновении заморных явлений, гибели водных животных и части растений, возникновении у воды резкого неприятного («гнилостного») запаха. При этом, учитывая небольшие размеры прудов, подобные изменения могут произойти весьма быстро — в течение нескольких недель;

- какие-либо высокотоксичные вещества в воде обоих прудов в момент отбора проб отсутствовали, о чём свидетельствуют результаты биотеста. Судя по обнаруженным в момент отбора проб водным организмам (биоиндикаторам), поступление таких загрязнителей в данные водоемы не происходило и ранее;

- поскольку, как уже указывалось выше, оба водоема обладают относительно низкой способностью к самоочищению, при планировании их использования в рекреационных целях необходимо предусмотреть также мероприятия по очистке вод и контролю качества водной среды.

Результаты гидрохимических анализов свидетельствуют о том, что вода обоих прудов в июле содержала значительное количество органического вещества. Оба пруда можно отнести к категории «силь-

но загрязненные водоемы». При небольшом увеличении загрязнения вод можно ожидать резкого ухудшения качества вод и падения рекреационной ценности этих объектов. Предлагаемая система замкнутого водооборота благотворно повлияет на состояние прудов, так как при этом будет обеспечиваться циркуляция воды без образования застойных зон с увеличением содержания растворенного в воде кислорода, активизируется способность воды к самоочищению, что в итоге будет способствовать повышению её качества.

В качестве инженерного решения в эскизном проекте предложена система водооборота и аэрации, представленная на рис. 1. В состав системы водооборота входят следующие сооружения (рис. 1):

- водоприемник;
- трасса водозаборного трубопровода;
- трасса напорного трубопровода;
- насосная станция;
- водовыпуск;
- сопрягающие сооружения.

Схема используемого в этой системе аэратора показана на рис. 3. Принцип действия вихревого аэратора заключается в следующем: аэрируемый поток перед аэратором разделяется на две неравные по расходу части, направляемые в тангенциальные завихрители, которые формируют два противоположно закрученных потока (рис.3). Один из закрученных потоков с помощью короткого прямоосного патрубка круглого сечения направляется концентрично внутрь другого. В створе, где заканчивается этот патрубок, начинается интенсивное взаимодействие закрученных потоков, при котором образуется множество микровихрей, быстро заполняющих все сечение трубы, являющейся камерой смешивания аэратора.

Закрученный поток под влиянием действующих на него центробежных сил имеет в своей приосевой зоне пониженное давление, которое в вихревых аэраторах ниже атмосферного. Здесь формируется полость разрыва сплошности потока, называемая паровоздушным ядром. По патрубку, соединяющему атмосферу с приосевой зоной внутреннего закрученного потока, в последнюю самотеком поступает воздух.

В камере смешивания аэратора воздух попадает в область интенсивного вихреобразования и разбивается на маленькие пузырьки диаметром 1–4 мм с большой суммарной площадью поверхности контакта фаз. За счет высокой турбулентности потока в камере смешивания быстрое растворение кислорода в воде начинается в проточной полости аэратора.

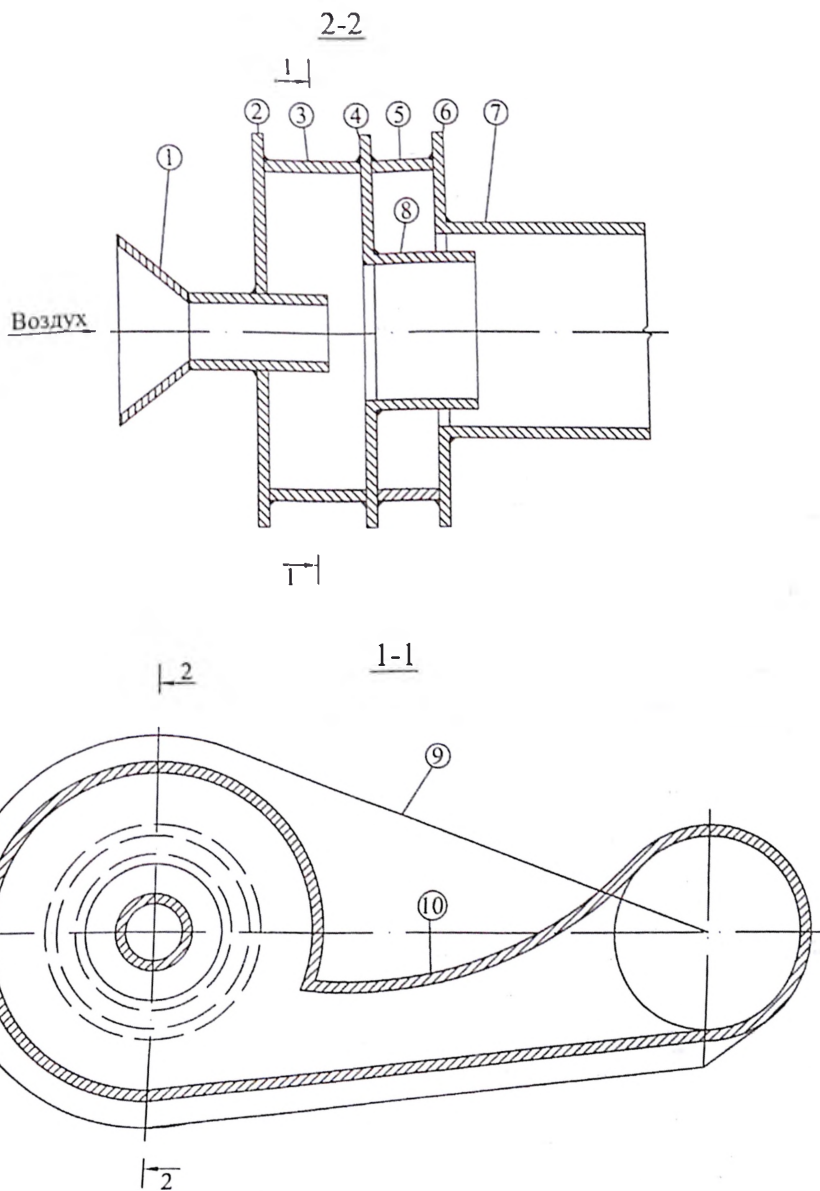


Рис. 3. Схема вихревого аэратора: 1 — воздуховод; 2 — торцевая стенка внутреннего завихрителя; 3 — внутренний завихритель; 4 — разделительная стенка; 5 — внешний завихритель; 6 — торцевая стенка внешнего завихрителя; 7 — камера смешивания; 8 — разделительный цилиндр; 9 — плоская стенка левого водовода; 10 — изогнутая стенка левого водовода.

Аэрированная струя, покидающая камеру смешивания на некоторой высоте над уровнем воды в пруду, имеет запас энергии, за счет которого при падении в воду захватывает дополнительное количество воздуха. Захваченные пузырьки воздуха вместе с имевшимися в струе ранее транспортируются в массив воды. За счет действия архимедовой силы пузырьки воздуха всплывают, а насыщенный растворенным кислородом поток воды продолжает движение в массиве воды.

Суммарной энергии аэрированных потоков воды, выходящих из установленных на пруду аэраторов, достаточно для возбуждения медленного движения всей массы воды в пруде, что необходимо для ее перемешивания и предотвращения образования застойных зон, в которых наиболее интенсивно происходят анаэробные процессы и скапливается сероводород.

Предлагаемые вихревые (более точное название — контрвихревые) аэраторы с тангенциальными завихрителями характеризуются следующими техническими и эксплуатационными свойствами:

1. Не имеют движущихся деталей, что облегчает изготовление и повышает надежность эксплуатации.

2. Имеют несложную геометрическую форму образующих проточную полость поверхностей, что делает возможным их изготовление на стандартном станочном оборудовании с применением стандартного стального проката.

3. Требуют для своей эксплуатации источник электроэнергии малой мощности, что позволяет эксплуатировать систему аэрации при относительно небольших затратах на электроэнергию, так как для работы системы необходим только энергонесущий поток воды, создаваемый насосом; подсос воздуха в проточную полость производится самотеком из атмосферы.

4. Обеспечивают высокие значения коэффициента эжекции (расхода воздуха на единицу расхода воды) — до 1,0 в диапазоне напоров, применяемых в системе аэрации городских прудов.

5. Обеспечивают эффективное дробление засасываемой воздушной струи на мелкие пузырьки и интенсивное растворение в воде кислорода воздуха.

6. Обеспечивают дополнительный захват воздуха при падении аэрированной струи из атмосферы в массив воды с коэффициентом эжекции до 1,0.

Эффективность применения вихревых аэраторов для увеличения содержания растворенного кислорода в воде и перемешивания прорабатываемого водного массива подтверждена многочисленными модельными исследованиями и результатами промышленной

эксплуатации аэраторов различной производительности на ряде объектов разного технологического назначения в нашей стране.

#### *Заключение*

В результате обследования состояния прудов на ручье Неверовского и проведения гидрохимических анализов воды следует, что оба пруда можно отнести к категории «сильно загрязненные водоемы». При увеличении загрязнения вод можно ожидать резкого ухудшения качества вод и падения рекреационной ценности этих объектов. Вышесказанное не оставляет сомнений в том, что вода в Монастырских прудах требует обязательной реконструкции прудов и создания системы поддержания качества воды. Создание системы замкнутого водооборота благотворно повлияет на состояние прудов, так как при этом будет обеспечиваться циркуляция воды без образования застойных зон и увеличится содержание растворенного в воде кислорода. Активизируется способность воды к самоочищению, что в итоге будет способствовать повышению её качества. Сооружения, входящие в общую компоновочную схему, запроектированы в одном архитектурном стиле и никоим образом не выделяются на фоне Спасо-Бородинского монастыря и других экспозиционных объектов. Эскизный проект рассмотрен и одобрен на учёном совете, проходившем в дирекции ГБВИМЗ.

### **ОПЫТ РАЗРАБОТКИ РЫБОЗАЩИТНЫХ УСТРОЙСТВ И СООРУЖЕНИЙ ДЛЯ ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ И ПРОМЫШЛЕННЫХ ВОДОЗАБОРОВ**

*Мажбиц Г.Л., кандидат техн. наук, Крапивина В.И.,  
Халаджиев В.П., Шпак Л.М., инженеры (ОАО «НИИЭС»)*

Рыбозащитные устройства и рыбозащитные сооружения (РЗУ и РЗС) для предотвращения гибели промысловых видов рыб и их молоди в энергетических и промышленных водозаборах разрабатываются Волгоградским филиалом ОАО «НИИЭС» преимущественно для действующих водозаборов, где рыбозащита либо отсутствует, либо неэффективна. Основным нормативным документом по вышеназванным сооружениям является СНиП 2.06.07 — 87 «Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения». Основным направлением разработок является создание РЗУ и РЗС с водопропускными рыбозащитными экранами, глубина разработок — от предпроектных проработок и технических решений до рабочего проектирования, участие в пуско-наладочных работах и натуральных

испытаниях с определением фактической рыбозащитной эффективности. Практически все конкретные разработки проходят рыбохозяйственную экспертизу в ФГУ «ЦУРЭН» (водозаборы более 1 м<sup>3</sup>/с, низовья Волги и Дона) и бассейновых управлениях Госкомрыболовства России. Несколько видов рыбозащиты рекомендованы к применению на водозаборах различной производительности либо действующим СНИПом, либо согласованы с вышеуказанными организациями. В прилагаемой таблице приведены характеристики РЗУ и РЗС, разработанных Волгоградским филиалом ОАО «НИИЭС» в разные годы.

Разработка рыбозащиты для конкретного объекта носит индивидуальный характер, что особенно важно для средних и крупных водозаборов. При этом, в основном все РЗУ и РЗС разработаны Волгоградским филиалом ОАО «НИИЭС». Одним из первых было разработано и внедрено РЗУ в виде жалюзийного экрана, омываемого гидроструями спутно транзитному потоку, на водозаборе с расходом 9,3 м<sup>3</sup>/с для Атырауской ТЭЦ в Казахстане (рис. 1). Этот вид рыбозащитного устройства в дальнейшем получил официальное название ЖЭГС. Ранее для защиты молоди рыб от попадания в водозабор в головной части канала было построено РЗУ типа плоской сетки с ячейей 3,5х3,5 мм, показавшее низкую рыбозащитную эффективность. К тому же быстрая засоряемость сеток и, как следствие, частые разрывы их, образование под сооружением промоин, через которые молодь попадала в канал, требовали постоянного контроля и своевременного проведения восстановительных работ.

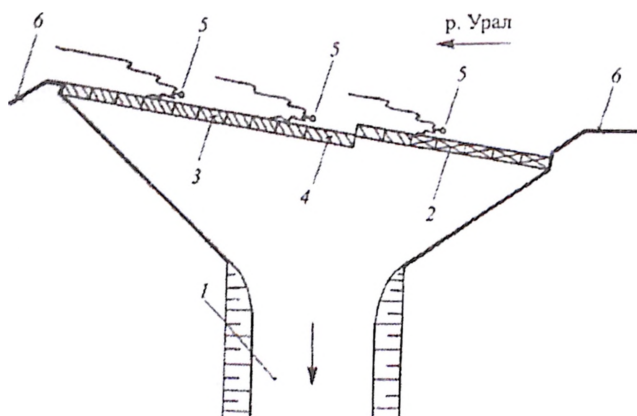
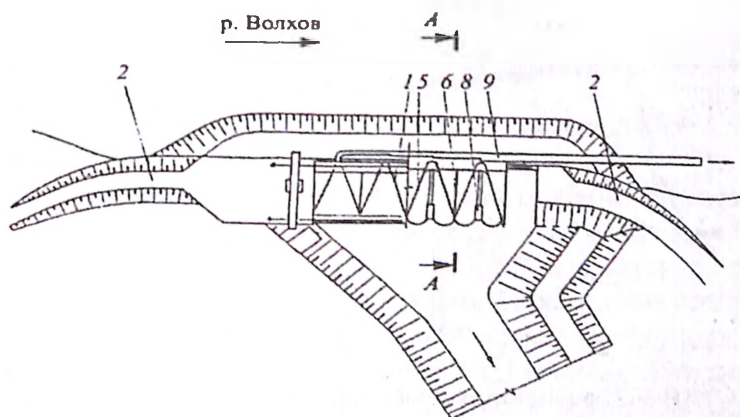


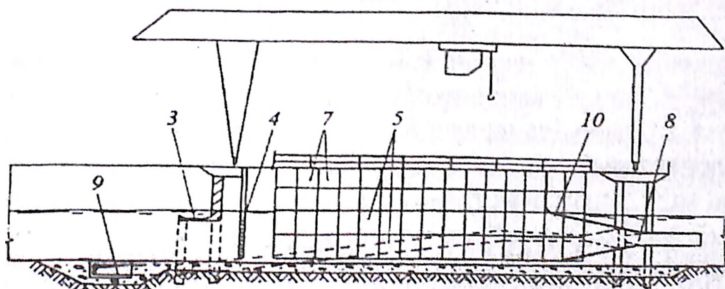
Рис. 1. РЗУ водозабора Атырауской ТЭЦ (Казахстан): 1 — подводящий канал к береговой НС; 2 — глухая часть эстакады; 3 — жалюзийный экран; 4 — пролет для прохода земснаряда; 5 — струепродукторы; 6 — сопрягающие шпунтовые стенки

Наиболее крупным из разработанных рыбозащитных сооружений с экранами жалюзийного типа является комбинированное многосекционное РЗС с эжекторным рыбоотводом на расход до  $75 \text{ м}^3/\text{с}$  на входе в подводящий канал Киришской ГРЭС (рис.2). В его концепции заложены современные инженерные решения, позволяющие вести впервые в отечественной практике строительство с плавсредств. Компоновка и рабочие параметры РЗС были отработаны на пространственных и фрагментных гидравлических моделях. Для решения задачи бестравмированного отведения молоди рыб создан полунатурный испытательный стенд с эжектором кольцевого типа и рыбоотводящим трактом. При натуральных величинах скоростей и давлений выживаемость транспортируемой молоди рыб составила 96 – 98%.

План



Сечение А-А



**Рис. 2.** РЗС водозабора Киришской ГРЭС: 1 — эстакада; 2 — сопрягающие дамбы; 3 — забральная стенка; 4 — сороудерживающие решетки; 5 — жалюзийный экран; 6 — разделительная стенка; 7 — шандоры; 8 — рыбоотводящий тракт с эжектором; 9 — коллектор рыбоотвода; 10 — входной оголовок рыбоотвода.

Одними из последних разработок для энергетических водозаборов большой и средней производительности являются РЗС для Красноярской ГРЭС-2 на  $50 \text{ м}^3/\text{с}$  (рис. 3) и Кировской ТЭЦ-3 на  $3,5 \text{ м}^3/\text{с}$  (рис. 4). С учетом сложных ледовых условий РЗС для Красноярской ГРЭС-2 предложено выполнить наплавным, на понтонах, перед входом в подводящий канал. Такая конструкция оказалась экономичнее стационарной, несмотря на несколько большие эксплуатационные затраты. На период ледохода предусматривается осуществить демонтаж и завести понтоны в подводящий незамерзающий канал. Так как «зимний» ущерб от водозабора относительно невелик, то при надлежащем обосновании можно работать без РЗС и более длительное время. Основой РЗС является ЖЭГС линейно-ступенчатой конфигурации в плане.

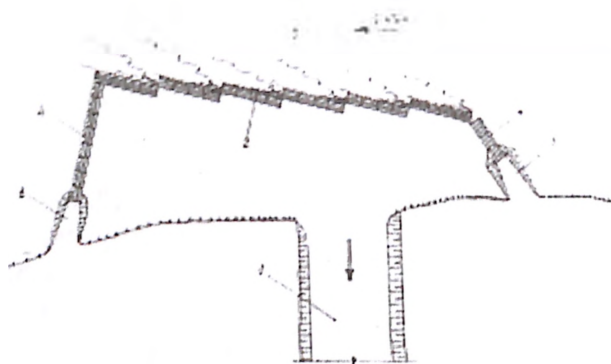


Рис. 3. Схема РЗС водозабора Красноярской ГРЭС-2: 1 — подводящий канал; 2 — понтоны с секциями жалюзи; 3 — струепродукторы; 4 — понтоны с глухими секциями; 5 — верховой ограждающий пирс; 6 — низовой ограждающий пирс.

Для водозабора Кировской ТЭЦ-3 разработан рабочий проект РЗС, состоящего из восьми автономных модулей типа ЖЭГС в составе мостового перехода на входе в подводящий канал. Для уменьшения габаритов рыбозащитных модулей высота их запроектирована лишь до меженных отметок, а для предотвращения попадания молоди рыб в подводящий канал во время весеннего половодья выше меженных отметок предусмотрена глухая ограждающая стенка. За счет значительного транзитного течения р. Вятки удалось снизить расход на гидроструи до 2% вместо обычных 5%.

Значительное число разработанных в последние годы РЗУ было предназначено для мелких и средних водозаборов. Как правило, это береговые насосные станции производительностью до  $0,5 \text{ м}^3/\text{с}$



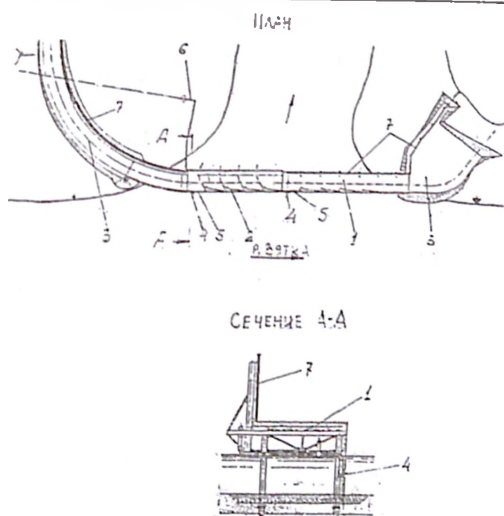


Рис. 4. РЗУ водозабора Кировской ТЭС-3: 1 — мостовой переход; 2 — рыбозащитный модуль с жалюзийным экраном; 3 — сопрягающие дамбы; 4 — струепродукторы; 5 — направляющие стенки; 6 — глухие стенки.

вынесенными в водоем водоприемными трубами. Запроектированные для них РЗУ представляют собой различные водоприемные оголовки с перфорированными или жалюзийными водопропускными экранами, омываемыми гидроструями. Наибольшее распространение из разработанных рыбозащитных устройств получили выпускаемые серийно с 1982 года оголовки РОП нескольких типоразмеров единичной производительностью от 0,05 до 0,5 м<sup>3</sup>/с. Обшивки этих оголовков выполнены в виде конуса из оцинкованного листа, перфорированного отверстиями диаметром 4 мм. Рыбоотведение и предотвращение засорения осуществляются гидроструями через струепродуктор, располагаемый в вершине конуса. Особым случаем можно считать групповое применение несерийных оголовков РОП единичной производительностью 0,75 м<sup>3</sup>/с на водозаборе подпитки пруда-охладителя Волгодонской АЭС на Цимлянском водохранилище, где они размещены в проточном ковше.

Для тяжелых эксплуатационных условий предгорных рек, отличающихся большой мутностью, наличием влекомых карчей и крупного мусора, разработаны рыбозащитные оголовки с жалюзийными водопропускными экранами.

В настоящее время определенная часть действующих РЗУ не обеспечивает требуемую нормативами 70-процентную рыбозащитную эффективность.

Примеры РЗС И РЗУ, разработанных Волгоградским филиалом  
ОАО «НИИЭС»

Водопользователь, расчетный расход водозабора	Тип РЗС или РЗУ	Расход гидрооб- мыва, %	Эффекти- вность рыбоза- щиты, %	Этапы разви- тки
1	2	3	4	5
<b>ЭНЕРГЕТИЧЕСКИЕ ВОДОЗАБОРЫ</b>				
Киришская ГРЭС, р. Волхов 75,0 м <sup>3</sup> /с	Жалюзийный экран, омы- ваемый гидроструями (ЖЭГС), на входе в под- водящий канал с эжектор- ным рыбоотводом	3	>70 (про- ект)	ТЭО, 1996г.
Красноярская ГРЭС-2, р. Кан 50,0 м <sup>3</sup> /с	ЖЭГС на входе в подво- дящий канал	5	>70 (про- ект)	ТЭО, 2002г.
Приднепровская ГРЭС (Украина) Днепровское водо- охранилище 44,4 м <sup>3</sup> /с	ЖЭГС перед водоприем- ными окнами	2-3	>70 (про- ект)	ТЭО, 1982г.
Добротворская ГРЭС (Украина) р. Западный Буг 22,0 м <sup>3</sup> /с	ЖЭГС на входе в подво- дящий канал	7	>70 (про- ект)	ТЭО, 1985г.
Али-Байрамлин- ская ГРЭС, (Азер- байджан, р. Кура, 26,0 м <sup>3</sup> /с	ЖЭГС перед водоприем- ными окнами	5	>70 (про- ект)	ТЭО, 1989г.
Чайковская ТЭЦ р. Кама 14,0 м <sup>3</sup> /с	Перфорированный экран, омываемый гидроструями, перед входом в ковш	3	>70 (про- ект)	Рабочий проект 2003г.
Атырауская ТЭЦ (Казахстан), р. Урал 9,3 м <sup>3</sup> /с	ЖЭГС на входе в подво- дящий канал	6	> 90 (факт)	Экс- плуати- руется с 1992 г.
Волгодонская АЭС, Цимлянское водохранилище, 4,5 м <sup>3</sup> /с	6 оголовков РОП-750	4,3	80-90 (факт)	Экс- плуати- руется с 2000 г.
Кировская ТЭЦ-3, р. Вятка, 3,5 м <sup>3</sup> /с	ЖЭГС на входе в подво- дящий канал	3	>70 (про- ект)	Рабочий проект, 2003г.

Продолжение таблицы

1	2	3	4	5
Кзыл-Ординская ТЭЦ (Казахстан) р. Сыр-Дарья, 2,0 м <sup>3</sup> /с	ЖЭГС перед водоприемными окнами	7	>70 (проект)	ТЭО, 1987 г.
Уральская ТЭЦ, р. Урал, 1,2 м <sup>3</sup> /с	ЖЭГС на береговом оголовке	5	>80 (факт)	Эксплуатируется с 1984 г.
Тамбовская ТЭЦ, р. Цна, 1,1 м <sup>3</sup> /с	ЖЭГС на 2-русловых водоприемных оголовках	4-5	>70 (проект)	Рабочий проект, 2002 г.
Чебоксарская ТЭЦ-2, Чебоксарское водохранилище, 1 м <sup>3</sup> /с	ЖЭГС на 2-глубинных водоприемных оголовках	2.5	>70 (проект)	Ввод в эксплуатацию, 2003 г.
<b>ВОДОЗАБОРЫ ПРОМЫШЛЕННОГО НАЗНАЧЕНИЯ</b>				
Ирригационный водозабор (Азербайджан). Еникендское водохранилище, 8,0 м <sup>3</sup> /с	ЖЭГС на глубинном водоприемном оголовке	8	>70 (проект)	ТЭО, 1987 г.
Ирригационный водозабор (Азербайджан) оз. Джандаргель 6,0 м <sup>3</sup> /с	ЖЭГС на входе в подводящий канал	5	>70 (проект)	ТЭО, 1989 г.
Новолнипецкий металлургический комбинат. Водоохранилище, р. Воронеж, 4,0 м <sup>3</sup> /с	Перфорированный экран, оmyаемый гидроструями. Смонтирован на понтонах	2	70-86 (факт)	Эксплуатируется с 2001 г.
Атырауский нефтеперерабатывающий завод (Казахстан), р. Урал, 3,9 м <sup>3</sup> /с	ЖЭГС на водоприемном оголовке	7	>90 (факт)	Эксплуатируется с 1984 г.
Кирово-Чепецкий химкомбинат, р. Вятка, 2,7 м <sup>3</sup> /с	ЖЭГС на 3-х водоприемных оголовках	3	>70 (проект)	Эксплуатируется с 2002 г.
Кир. АЗ (Азербайджан) Еникендское водохранилище, 2,0 м <sup>3</sup> /с	ЖЭГС на водоприемном оголовке	8	>70 (проект)	ТЭО, 1987 г.

Продолжение таблицы

1	2	3	4	5
КазТрансОйл (Казахстан), р. Урал, 1,5 м <sup>3</sup> /с	ЖЭГС перед водоприемными окнами	2,5	>70 (проект)	Рабочий проект 2000 г.
Металлургический завод «Красный Октябрь» (г. Волгоград), р. Волга, 1,4 м <sup>3</sup> /с	Жалюзийный экран (без гидросмыва) на русловом оголовке	Отведение молоди рыб транзитным течением	>70 (проект)	Эксплуатируется с 2001 г.
Плавучие насосные станции НАП-1,1 (Казахстан), р. Урал 1,1 м <sup>3</sup> /с	Бортовые навесные ЖЭГС	3÷5	>90 (факт)	Эксплуатируются с 1984г.
<b>ПРОЧЕ В ОДОЗАБОРЫ</b>				
Передвижные, плавучие и стационарные насосные станции. Проточные водоемы ≤ 0,5 м <sup>3</sup> /с	Оголовки типа РОП (РОП-50, РОП-175, РОП-300, РОП-500)	÷3	80-90(факт)	Внесены в СНиП, в эксплуатации более 15 тысяч штук
Береговые насосные станции (БНС) на реках Европейской части России ≤ 0,5 м <sup>3</sup> /с	ЖЭГС	5÷7	80-90(факт)	В эксплуатации 7 РЗУ
БНС на реках Европейской части России ≤ 0,5 м <sup>3</sup> /с	Перфорированные экраны, омываемые гидроструями	3÷7	80-90(факт)	В эксплуатации 12 РЗУ

По действующему законодательству основным мотивом для обустройства водозабора рыбозащитой является факт наличия в водоисточнике промысловых видов рыб. По сути, это означает 100-процентную необходимость в оснащении всех водозаборов РЗУ или РЗС вне зависимости от причиняемого ущерба. Если для малых, и отчасти средних водозаборов, стоимость РЗУ относительно невелика и водопользователи достаточно легко справляются с их финансированием, то для крупных водозаборов экономический фактор становится определяющим.

#### Выводы

Кроме разработки, внедрения и испытаний РЗУ и РЗС существуют важные задачи решения в интересах отрасли обсуждаемой приро-

доохранной проблемы. Это, в первую очередь, обоснование смягчения рыбоохранных требований, что позволит обоснованно определять необходимость и эффективность проведения рыбозащитных мероприятий, например, во-первых, путем установления предельно допустимых уровней воздействия водозаборов на ихтиофауну. Во-вторых, создание базы данных, для чего необходимо организовать целевое обследование энергетических водозаборов с составлением экологических паспортов и определением экологической опасности водозаборов для ихтиоценозов водонсточников. Для водозаборов, оснащенных рыбозащитной, оценить ее техническое состояние и выявить фактическую эффективность. В-третьих, необходимо разработать отраслевой стандарт и план-график по оснащению водозаборов эффективными РЗУ и РЗС. И, в завершение, — это проведение мероприятий по снижению уровня водопотребления, включая перевод с прямоточных на оборотные схемы охлаждения турбин.

### **СОВРЕМЕННОЕ ГЕОЭКОЛОГИЧЕСКОЕ СОСТОЯНИЕ УГЛИЧСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА И ФАКТОРЫ ЕГО ОПРЕДЕЛЯЮЩИЕ**

*Салтанкин В.П. доктор геогр. наук,  
Петрашко С.Б. инженер (ИВП РАН), Резникова Ю.А., инженер  
(Управление эксплуатации Угличского водохранилища)*

Поскольку водохранилища с равным основанием могут изучаться как геосистемы, экосистемы и инженерно-технические системы, весьма важен поиск интегрирующего подхода. В этой связи перспективным представляется геоэкологический подход, интенсивно развивающийся в географических исследованиях последнего десятилетия. Как известно, имеются разные толкования этого понятия, что отражается в большом разнообразии следующих терминов: геоэкология, экологическая география, географическая экология, гидроэкология, геоэкологические ситуации, ландшафтная экология, геоэкологические модели, геоэкологический мониторинг. Среди ряда экологов (биологов) признается важность опережающего развития методологии и аппарата региональной экологии, которая рассматривается как одно из самостоятельных направлений или разделов в системе геоэкологических дисциплин, т.е. общей экологии.

В комплексных исследованиях речных систем, зарегулированных водохранилищами (ЗРС), идеология геоэкологического подхода еще

не получила должного развития, хотя отдельные признаки становления этого направления начинают проявляться, особенно в связи с разработкой и реализацией ФЦП «Возрождение Волги».

Применительно к предмету данного исследования введем следующие понятия и определения [4].

Геоэкологическое состояние ЗРС — совокупность количественных и качественных показателей, характеризующих пространственно-временную структуру, функционирование и ресурсный потенциал данной системы с учетом воздействия и взаимодействия природных и антропогенных факторов, явлений и процессов.

Оценка геоэкологического состояния ЗРС или ее части — это совокупность исследовательских процедур, позволяющих охарактеризовать для определенного временного интервала конкретные значения показателей и характеристик, признанных существенными для функционирования данной системы. Очевидно, что оценки состояния столь сложных объектов связаны с необходимостью постановки и решения комплекса методических вопросов по разработке и использованию многопараметрических и многокритериальных подходов. ЗРС необходимо рассматривать как специфический класс геоэкологических систем, имеющих следующие особенности:

нестационарность и индивидуальность гео- и экосистем водохранилищ, находящихся в процессе постоянных сукцессий и динамических изменений, определяемых нестационарностью природных и антропогенных воздействий, что является причиной сезонной и межгодовой неустойчивости корреляционных связей различных характеристик водных масс, донных комплексов и биоты, а также геоэкологических характеристик в пределах зон влияния водохранилищ на окружающую среду;

существенное различие и высокую изменчивость и динамичность морфологических, гидрологических, физико-химических и биологических характеристик водохранилищ в течение всего периода эксплуатации;

многоотраслевое хозяйственное использование и особенно высокую интенсивность антропогенных воздействий на экосистемы, качество воды и береговые ландшафты;

недостаточную изученность многих процессов, особенно в плане взаимодействия абиотических и биотических компонентов;

существенно различные пространственно-временные масштабы развития разных компонентов и элементов системы.

Кратко охарактеризуем основные блоки концептуальной схемы геоэкологических исследований ЗРС [4].

**Объекты и содержание оценок.** Рассматривается акватерриториальная (парагенетическая) система. Для береговых территорий учитывается зона влияния водохранилищ, ширина которой может достигать 20 — 30 км (распространение подпора подземных вод).

В оценках состояния гидроэкологических систем должны учитываться их гидрологическая структура, качество воды, донные отложения; биотические компоненты анализируются в основном с позиций сукцессионных изменений (автогенных или алогенных) и степени сбалансированности элементов экосистем. Для береговых территорий учитываются по всему контуру водохранилищ процессы переформирования берегов, карст, эрозия, подтопление; исследуется геоэкологическая структура, т.е. пространственное соотношение природных, антропогенно-измененных и антропогенных территориальных комплексов. При достаточно полных оценках геоэкологического состояния ЗРС необходимо использование большого числа (многие десятки) показателей и характеристик, отражающих функционирование и взаимодействие элементов системы. Поэтому подобные оценки должны носить матричный характер; при этом наиболее сложным является обоснование вариантов критериальных систем, учитывающих как общие, так и индивидуальные особенности формирования ЗРС.

**Методы, пространственно-временное разрешение и информационное обеспечение оценок.** Среди большого многообразия предложенных к настоящему времени методов анализа геоэкологического состояния акваторий и территорий можно выделить следующие основные группы: имитационное моделирование, аналоговые, статистические, классификационные (эталонирование), районирование, нормативные, индикаторные, экспериментальные, экспертные. Конкретное их применение зависит от целого ряда факторов — объективных и субъективных, наилучший вариант — комплексирование разных методов.

Пространственное разрешение оценок имеет два взаимосвязанных аспекта — операционные (территориальные) единицы оценок и картографические масштабы представления результатов. В качестве операционных единиц используются разные единицы территориального деления: административные, водосборные, ландшафтные, таксоны и ареалы, выделяемые путем районирования, регулярные сетки. Картографические масштабы оценок варьируются в широких пределах — от 1 : 1 000 000 до 1 : 2500.

Временное разрешение оценок также может широко варьироваться — от синоптических интервалов (5 — 7 дней) до сезонных, годовых и многолетних. Определяется это в основном решаемыми задачами оценок и прогнозов: оперативных, среднесрочных, дол-

говременных. Основные сложности здесь связаны с существенным различием собственных характеристик времен развития компонентов геоэкологических систем — от часов до десятилетий.

Полнота и качество информационного обеспечения оценок и прогнозов состояния ЗРС определяют возможности конкретного применения тех или иных методов исследования и системы пространственно-временных единиц оценок. Общеизвестно, что реализация требований к качеству информационного обеспечения наилучшим образом достигается при использовании мониторинговых систем и ГИС-технологий, одним из основных блоков которых является аэрокосмическая информация.

**Факторы формирования геоэкологического состояния.** К глобальным природным факторам влияющим на процессы, происходящие в ЗРС, традиционно относят космические, геофизические, климатические, геологические, биосферные (эволюция биосистем), т.е. факторы определяющие в той или иной степени режим водного, химического и биологического стоков. Однако поиск соответствующих достаточно устойчивых и надежных связей характеристик ЗРС, например, с солнечной активностью, геомагнитными и радиационными полями, индексами атмосферной циркуляции, дал пока неоднозначные результаты. Для крупных ЗРС, особенно меридионального протяжения, в разных их частях проявляется действие факторов природной зональности.

К основным антропогенным факторам воздействия на ЗРС обычно относят режим регулирования стока, загрязнение и эвтрофирование водохранилищ. Последствия этих воздействий проявляются в широком диапазоне процессов и явлений.

Рассмотрим некоторые результаты применения геоэкологического подхода к оценке современного состояния Углицкого водохранилища. Углицкое водохранилище, входящее в систему верхневолжских водохранилищ, в геоэкологическом отношении изучено недостаточно, поскольку по ряду причин оно оказалось вне сферы интересов многолетних исследований, проводимых ИВП и ИБВВ РАН на Верхней Волге [1, 2, 4].

Углицкое водохранилище, созданное в 1940 г., имеет достаточно простое морфометрическое строение и является равнинным водохранилищем долинного типа с сезонным регулированием стока. Основные параметры водохранилища: полный объем 1,25 км<sup>3</sup>, полезный 0,67 км<sup>3</sup>; площадь при НПУ 249 км<sup>2</sup>, при УМО 111 км<sup>2</sup>; длина 143 км; наибольшая ширина 5 км; протяженность береговой линии 883 км; средняя глубина 5 м, наибольшая 23,2 м. Величина



сработки уровня при сезонном регулировании около 4 м, хотя в апреле 1996 маловодного года водохранилище было сработано на 1 м ниже УМО (до отметки 108,0 м).

Характерной особенностью частного водосбора водохранилища (19000 км<sup>2</sup>) является его сравнительно большая залесенность (42%), заболоченность (34%) и невысокая озерность (2%). Орографическое строение водосбора определяется наличием значительных по площади низменных равнин и обширных возвышенностей (перепад высот в пределах водосбора около 100 м), а также довольно развитой гидрографической сетью (коэффициент густоты речной сети 0,20 – 0,25 км/км<sup>2</sup>). В период половодья проходит 40 – 60, летом 10 – 20% годового стока.

Почвенный покров бассейна представлен дерново-подзолистым комплексом. Слабая проницаемость подстилающих их грунтов (преимущественно глинистых) и избыточная увлажненность территории способствуют развитию процессов заболачивания.

Растительность представлена вторичными мелколиственными лесами: в составе лесов преобладают ель, береза, сосна, осина с примесью широколиственных пород деревьев.

Для оценки влияния водосбора на качество воды и экосистемы водохранилищ используется показатель отношения площади частного водосбора к площади водного зеркала водоема. Для Угличского водохранилища этот показатель равен 77; для сравнения — Ивановское 115, Рыбинское 20, Горьковское 50. Хозяйственно освоенная часть водосбора Угличского водохранилища сравнительно невелика (23 %), для Рыбинского водохранилища она выше — 33 %, а для Ивановского существенно выше — 60%. В качестве показателя антропогенной нагрузки в зарубежной литературе иногда используется эмпирическое соотношение, учитывающее логарифм плотности населения на данной территории. По этому показателю частный водосбор Угличского водохранилища занимает промежуточное положение между водосборами Ивановского (максимальное значение показателя) и Рыбинского (минимальное значение) водохранилищ.

**Геоэкологическая структура береговой зоны.** Согласно результатам геоэкологического районирования береговой зоны пяти водохранилищ Верхней Волги (от истоков реки до створа Горьковской ГЭС), проведенного на основе дешифрирования космических спектрональных снимков и телевизионных сканерных изображений в спектральном диапазоне 0,5 – 0,9 мкм, в регионе по комплексу природных и хозяйственных признаков выделено 40 геоэкологических районов. В береговой зоне Угличского водохранилища выделено 7 районов, отличающихся хозяйственной специализацией и антропо-

погенными нагрузками. Учитывались залесенность территории, развитие промышленности, густота транспортной сети, развитие животноводства, распаханность территории. Наиболее существенно береговые геоэкологические районы водохранилища различаются по степени распаханности: один район не более 20%, два района 21 – 40%, три района 41 – 60% и один район более 60%.

Ранее при оценке состояния береговых зон крупных водохранилищ традиционно основное внимание уделялось геодинамическим процессам, связанным с берегопереформированием, линейной и плоскостной эрозией. Для Угличского водохранилища развитие указанных процессов не имеет такой остроты, как для других Волжских водохранилищ. Например, площадь переработки береговых территорий за 60 лет существования водохранилища является наименьшей в каскаде (менее 0,5 % от площади зеркала). Та же ситуация наблюдается и в отношении протяженности береговой линии с интенсивной переработкой, которая составляет 35 км.

Процессы подтопления береговых территорий получили существенное развитие, и площадь подтопления оценивается в 100 км<sup>2</sup>, что составляет 40 % от площади зеркала водоема. Из всех волжских водохранилищ большие масштабы подтопления характерны только для Ивановского (50 – 70% от площади зеркала по разным данным).

Необходимо особо отметить существенное изменение геоэкологической структуры береговой территории в пределах первых нескольких сотен метров от береговой линии, которое произошло в течение последних 10 лет. Это явление связано с введением частной собственности на землю и, как следствие, появлением многочисленных коттеджных и дачных владений, фермерских хозяйств в пределах береговых водоохраных зон и, следовательно, с существенным нарушением их водоохраных функций.

*Гидрологическая структура* в Угличском водохранилище имеет ряд своих характерных особенностей. К ним могут быть отнесены: высокий коэффициент водообмена — среднее значение 10 раз в год с колебаниями от 4,9 в маловодный год до 17,9 в многоводный [3]; существенная величина боковой приточности (43 – 63% в разные по водности годы); наличие трех основных типов годовых колебаний уровня; возникновение асинхронных суточных колебаний уровней на различных участках при работе Ивановской и Угличской ГЭС в разных режимах попусков; весьма существенные изменения внутригодового распределения стока в многоводные и маловодные годы, которые в июле-октябре могут достигать 30 ... 50 раз и являются самыми высокими в Волжском каскаде водохранилищ [2, 3, 4].

Все эти особенности гидрологической структуры необходимо учитывать при оценке изменений характеристик качества воды в водохранилище в результате сброса сточных вод. Так, по данным [5] максимальная общая нагрузка сточными водами в Волжском каскаде приходится именно на Ивановское и Угличское водохранилища.

Донные отложения в Угличском водохранилище [6] представлены трансформированными почвами, песками, илистыми песками, песчанистым серым и серым илами. Средняя толщина донных отложений за период 1940 – 1991 гг. составила 9,8 см. Накопление отложений за период 1990 – 1999 гг. составило в среднем за год около 2 мм. О степени современного загрязнения донных отложений Угличского водохранилища тяжелыми металлами, нефтепродуктами, пестицидами и радионуклидами имеются немногочисленные и в определенной степени противоречивые данные, не позволяющие достаточно полно охарактеризовать ситуацию. Можно лишь отметить высокую пространственную изменчивость концентраций тяжелых металлов, составляющую 1 – 2 порядка, а также то, что загрязненность донных осадков цинком, медью и никелем обусловлена антропогенными воздействиями. Наиболее загрязненные участки приурочены к устьям притоков, заливам, местам сбросов сточных вод, акваториям портов, стоянкам маломерного флота.

**Качество воды.** Проблема оценки геоэкологического состояния и защиты природной среды бассейна водохранилища в настоящее время стоит достаточно остро. Основными причинами этого являются увеличивающаяся хозяйственная нагрузка, ввод в действие новых производств, расположенных в прибрежной зоне или по притокам и заливам.

Контролируемая часть химического загрязнения в реку поступает с неочищенными хозяйственно-бытовыми и промышленными сточными водами. Неконтролируемая часть такого загрязнения, которая может существенно превышать первую, поступает с территорий городов, промплощадок, сельскохозяйственных угодий и определяется как рассредоточенное поступление загрязнений. Например, по данным Ф.Г. Майрановского и А.В. Максимова, ссылка по [1], суточное поступление загрязняющих веществ в Угличское водохранилище составляет по БПК<sub>полн</sub> от контролируемых источников 5660 кг, а от неконтролируемых 11700 кг, по нефтепродуктам, соответственно, 530 кг и 29900 кг.

Гидрохимический режим водохранилища в основном зависит от качества поступающей воды из вышерасположенного Ивановского водохранилища и впадающих рек.

Оценка состояния Угличского водохранилища проводилась по данным Гидрохимического бюллетеня за 1982-1989 гг. и по данным химических анализов ФГУ «СИАК» по приволжскому региону за 2001, 2002 гг.

При этом, вода водохранилища относится к гидрокарбонатному классу, группе кальция, характеризуется пониженным содержанием ионов щелочных металлов, сульфатов и хлора, а также содержанием свободной углекислоты, кремния и других биогенных элементов. К преобладающим ионам относится кальций и гидрокарбонаты, которые в сумме составляют 60 ... 70% экв. Некоторое увеличение относительного содержания щелочных металлов и хлоридов (до 5,9 ... 4,4% экв. соответственно) отмечено на Волжском плёсе в течение всего года с максимумом в зимний период, когда наиболее отчётливо проявляется воздействие сточных вод.

Для весеннего речного стока р. Волги характерно высокое содержание азота и фосфора, что связано со значительной сельскохозяйственной освоенностью её площади водосбора за счёт окультуренности почв. Уменьшение количества вносимых удобрений привело к тому, что сток азота и фосфора уменьшился, хотя концентрации его в воде водохранилища остались на том же уровне. В период половодья в водохранилище поступает 4 тыс.т азота и 210 тыс.т фосфора. Максимальные концентрации фосфора и азота приходится на первую фазу половодья, воды которого проходят транзитом Ивановское водохранилище.

Показатель концентрации водородных ионов  $R_n$  указывает на нейтральную или слабощелочную реакцию среды. Зимой значения  $R_n$  воды водохранилища обычно изменяются от 7,4 до 7,6. Весной, при таянии льда и снега, обладающих слабокислой средой,  $pH$  воды снижается до 7,2. В безлёдный период значения водородного показателя возрастают до 7,6 ... 8,0 благодаря потреблению  $CO_2$  в процессе фотосинтеза фитопланктоном.

Высокая цветность воды (60 – 100 градусов) и концентрации гумусовых веществ и железа обусловлены природными свойствами водосборов Угличского и Ивановского водохранилищ.

По наблюдениям ИБВВ РАН за ряд лет не обнаружено дефицита кислорода в Угличском водохранилище.

В результате проведённых в 1999 году аналитических работ бассейновой ГХЛ серьёзное опасение вызывают высокие концентрации тяжёлых металлов, особенно ртути, в воде водохранилища. Качество воды за 2000 год по сравнению с предыдущим существенно не изменилось, но по-прежнему превышает норму ПДК уровень загрязнения тяжёлыми металлами. Максимальная концентрация ртути

достигает 40 раз, железа 3 раз. Превышены ПДК по фосфору в 2,9 раз, по нитратам — 1,2 раз, СПАВ — 2,4 раз. ХПК в среднем было на уровне 1,54 раз. Уровень содержания других контролируемых веществ был ниже допустимого.

В 2002 году, по данным ФГУ «СИАК», максимальные концентрации нитратов в приплотинном участке достигали 3,19 мг/л, СПАВ — 0,075 мг/л, железа — 0,675 мг/л, меди — 0,015 мг/л, цинка — 0,048 мг/л, растворённого кислорода — 14,41 мг/л.

**Состояние экосистемы.** При оценках экологического состояния водохранилищ используется большое число гидробиологических показателей, позволяющих составить представление о структуре, биомассе, продуктивности, распределении, видовом разнообразии, сукцессиях сообществ гидробионтов и растений. Уровни развития каждого из компонентов водной экосистемы (бактерии, планктон, водные растения, рыбы) имеют определенное индикаторное значение для оценки состояния системы в целом. Однако с теоретических позиций наиболее важна оценка обмена и перераспределения потоков вещества, энергии и информации между компонентами биоты в условиях нестационарных природных и антропогенных воздействий. Это чрезвычайная по значимости и трудности проблема далека от поисковых решений для столь сложных объектов, как крупные водохранилища и, тем более, их каскады. Например, из волжских водохранилищ расчеты баланса энергии для разных трофических уровней выполнены только для Рыбинского водохранилища. Показательна в этом отношении и работа, посвященная экологическому прогнозированию на основе математических моделей на примере Куйбышевского водохранилища, выполненная в 1994 г. специалистами ИЭВБ РАН.

Большинство исследователей относят верхневолжские водохранилища к мезотрофным, а некоторые их плесы, районы и участки — к эвтрофным. В процессе эволюции экосистемы водохранилищ, как известно, проходят три характерные стадии: вспышка трофии, относительная стабилизация и старение экосистемы с упрощением структуры, снижением продуктивности, выравниванием процессов продукции и деструкции органического вещества. Экосистемы верхневолжских водохранилищ вступили в третью фазу своей биологической эволюции в 70-е годы. Однако в связи с резким усилением антропогенных воздействий, особенно в 80-е годы, в сукцессионных процессах в водных экосистемах водохранилищ отмечается возникновение критических ситуаций [2]. Главным признаком таких ситуаций является несбалансированность многолетних изменений биомасс фито- и зоопланктона, зообентоса, численности молоди рыб, рыбопродуктивности. Наиболее выражена по-

добная ситуация в Ивановском и Рыбинском водохранилищах, когда значения большинства указанных характеристик возросли, а рыбопродуктивность понизилась в 2 – 3 раза, как и показатели видового разнообразия рыб. Эта же ситуация, хотя и в меньшей степени, характерна для Угличского и Горьковского водохранилищ.

В Угличском водохранилище за последние 30 лет отмечены [2, 4, 6] тренды увеличения биомасс бактериопланктона, фитопланктона и зоопланктона. Для высшей водной растительности и бентоса статистически достоверные тренды за указанный период не выявлены. Отрицательные тренды, то есть уменьшение биомасс и показателей видового разнообразия, отмечаются для молоди рыб, ихтиомассы различных видов рыб, а также объемов промыслового вылова.

В заключение необходимо подчеркнуть, что с позиций экологической безопасности энергетических сооружений, в данном случае гидроэнергоузлов и водохранилищ, при обосновании различных вариантов их создания и эксплуатации наиболее важным является сохранение береговых и водных ресурсных систем водохранилищ комплексного назначения. Состояние (фонитет) ресурсных систем крупных водохранилищ формируется различными сочетаниями и взаимодействием различных видов ресурсов — водных, энергетических, транспортных, территориальных, минерально-сырьевых, биотических и рекреационных. В весьма существенной степени количество и качество ресурсных систем водохранилищ является функцией их геоэкологического состояния. Поэтому дальнейшее развитие геоэкологической методологии для оценки и прогноза состояния ЗРС федерального значения, рационального использования их ресурсов с социально-экономических и экологических позиций представляется весьма перспективным.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Веницианов Е.В., Салтанкин В.П. Волжский каскад. В кн. «Вода России. Водоохранилища». Екатеринбург. 2001.
2. Конобеева В.К., Салтанкин В.П. Экологическое состояние водохранилищ Волжского каскада: факты, тенденции. Екатеринбург: «Виктор». 1997.
3. Литвинов А.С. Энерго- и массообмен в водохранилищах Волжского каскада. Автореф. докт. дисс. Борок: 1999.
4. Салтанкин В.П. Геоэкологическое состояние зарегулированной речной системы (формирование, методы исследований и оценок). Автореф. докт. дисс. М.: 1999.
5. Селезнев В.А. Методология мониторинга и регулирования антропогенного воздействия на качество вод водохранилищ Волжско-Камского каскада. Автореф. докт. дисс. Н. Новгород: 1999.
6. Экологические проблемы Верхней Волги. Ярославль. 2001.

## ЗАГОРСКАЯ ГАЭС: ЕЁ ВЛИЯНИЕ НА ПРИРОДНУЮ СРЕДУ

*Черненко В.Н., инженер (Загорская ГАЭС)*

В последние годы отмечается тенденция к непрерывному увеличению графика нагрузок энергосистем и быстрому росту пиковых нагрузок, приводящих к разуплотнению графиков. В этих условиях всё более актуальным становится вопрос о способах покрытия части графика нагрузки.

Одним из возможных, как показала практика, наиболее экономичных путей решения этой проблемы является строительство мощных ГАЭС (гидроаккумулирующих электростанций), которые покрывают пиковую часть суточного графика нагрузки и выравнивают график работы тепловых и атомных электростанций. В настоящее время ГАЭС в основном распространены в США, Японии и в ряде стран Западной Европы.

Ниже даётся краткая характеристика основных сооружений Загорской ГАЭС и изложены некоторые аспекты экологического состояния гидроузла и прилегающей к нему территории.

Загорская ГАЭС расположена в Московской области севернее г. Сергиев-Посад на р. Кунье, левом притоке р. Дубны, принадлежащей к бассейну р. Волги (рис.). Площадка гидроузла приурочена к северо-западному склону Клинско-Дмитровской гряды, которая характеризуется значительными относительными превышениями (50 – 60 м).

Изыскания для Загорской ГАЭС начались в 1959 г. работами по обоснованию ТЭД (технико-экономического доклада). С 1967 года они продолжались без перерыва на всех последующих стадиях, включая строительство и начало эксплуатации.

Основные виды выполняемых исследований включали: геологические съёмки в масштабе 1:2000, 1:5000, 1:10000; бурение скважин преимущественно ударно-канатным способом (78 437 м); проходку горных выработок (174 м); опытно-фильтрационные работы и лабораторное определение геомеханических свойств грунтов.

В результате выполненных работ сложилась определённая точка зрения на инженерно-геологические условия долины р. Куньи, в целом, и на её геологическое строение, в частности [1, 2]. В целом к настоящему моменту изыскателями ОАО «Институт «Гидропроект» геологическое строение представлено в следующем виде: коренная часть изученного в процессе инженерно-геологических изысканий геологического разреза сложена породами мезозойского возраста, представляющими собой чередование субгоризонтально залегающих пластов песчаного и глинистого состава.

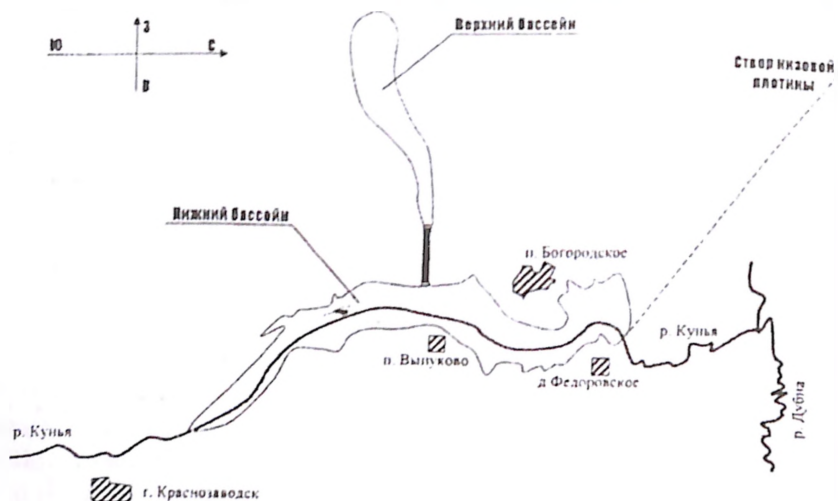


Рис. Схема расположения Загорской ГАЭС.

В качестве основных стратиграфических единиц выделены (снизу вверх):

альб-аптские песчано-глинистые отложения (K1a-a12), мощностью до 50 м;

верхне-альбские, преимущественно глинистые, породы (K1 a13), мощностью до 35 м;

сеноманские пески (K2cm) мощностью около 10 метров, местами размывы на склоне переуглублённой долины;

сантонские зеленоцветные породы (K2s), представленные опоками, песчаниками, конгломератами, глинами с их сильно изменчивой мощностью от 1 – 2 до 10 – 15 м в связи с невыдержанным положением кровли, в значительной степени эродированной.

Современный рельеф в основном сформирован суглинистыми образованиями морены московского оледенения ( $g1Q_{III-IV} ms$ ). Долина р. Куныи наследует эрозионный врез, заполненный тонкопесчаными аллювиально-водноледниковыми накоплениями преимущественно днепровско-московского времени.

Из вышеизложенного видно, что инженерно-геологические условия строительной площадки, определяемые неоднородным литологическим составом пород вмещающей толщи, сложной гидравлической связью водоносных горизонтов и комплексов, наличием оползнеопасных участков, являются очень сложными.

Недоучёт при ведении строительных работ некоторых особенностей этих условий обусловил ряд негативных проявлений (значительные осадки некоторых сооружений, оползания массивов грунта и т.д.).



В состав гидротехнических сооружений входят:  
верхний бассейн;  
реверсивный водоприёмник с подпорными стенками;  
напорные водоводы;  
здание ГАЭС с подпорными стенками;  
верховая и низовая плотины, образующие нижний бассейн.

Верхний бассейн образован дамбой длиной 8,9 км, примыкающей с двух сторон к водоприёмнику. Ширина бассейна от 300 до 1000 м, глубина 11 – 26 м. Полный объём бассейна 30 млн. м<sup>3</sup>, оборотный объём — 22,7 млн. м<sup>3</sup>. Дамба насыпная, образована моренными и насыпными суглинками. В теле дамбы в интервале отметок 233 – 235 м устроен плоский дренаж из песка. Фильтрация через тело дамбы незначительна (до 1,0 л/сек. на 100 м дамбы) и не превышает проектных предположений.

Реверсивный водоприёмник решён по схеме руслового здания ГАЭС, то есть непосредственно воспринимает напор воды верхнего бассейна. С обеих сторон к устоям водоприёмника примыкают левобережная и правобережная части грунтовой дамбы. С низовой и верховой сторон водоприёмника предусмотрены подпорные стенки уголкового типа.

Для уменьшения нагрузки на нижележащий склон гребень грунтовой дамбы в примыкании к водоприёмнику выполнен на пониженных отметках, а напорный фронт создан подпорными стенками второго яруса, ячеистыми и уголковыми, примыкающими к водоприёмнику на верхних отметках с обеих сторон.

Водоприёмник и здание ГАЭС соединены между собой шестью нитками сталежелезобетонных напорных трубопроводов, длиной 723,16 м каждый. Конструктивно трубопровод состоит из семнадцати сорокаметровых секций, монтируемых на фундаментные балки (рандбалки), и двух секций, примыкающих к водоприёмнику и зданию ГАЭС, где сборные элементы смонтированы на балках, имеющих сложную конструкцию и выполняющих роль компенсаторов при вертикальных и горизонтальных перемещениях сооружений.

Здание ГАЭС расположено в нижней части левобережного склона и непосредственно воспринимает напор со стороны нижнего бассейна. Оно вмещает шесть обратимых гидроагрегатов с радиально-осевыми насос-турбинами РОНТ 115/812 ВМ630 диаметром 6,3 м, двигатель-генераторами ВГДС-1025/245 ЧОУХЛЧ. Единичная мощность агрегата — 200 МВт, общая установленная мощность ГАЭС — 1200 МВт.

Нижний бассейн предназначен для аккумуляции стока р. Куны с целью создания мёртвых объёмов верхнего и нижнего бассейнов, а также оборотного (полезного) объёма воды для работы ГАЭС.

В состав сооружений нижнего бассейна входят:

низовая плотина с донным водосбросом;

верховая плотина с широким порогом;

участки берегоукрепления и берегоуположения №1, 1а, 2, 3.

Поскольку ГАЭС и прилегающая к ней территория является активной динамической зоной, обуславливаемой ежесуточными сработками и наполнениями верхнего и нижнего бассейнов, значительный интерес представляет экологическое состояние природной среды этой площади.

Оценка современного экологического состояния выполнялась сотрудниками ОАО «НИИЭС» по заказу Загорской ГАЭС и дана на основе многолетнего мониторинга, выполненного в районе размещения станционного узла.

Система мониторинга включает в себя режимные наблюдения индикаторных показателей состояния различных сред на контрольных створах, модельных площадках, экологических профилях.

Наблюдения велись за изменением:

геологической и гидрогеологической среды;

почвенно-растительного слоя;

геохимической обстановки;

гидрогеологического режима;

гидрохимических характеристик;

гидробиологических характеристик;

ихтиофауны.

Результаты всех этих исследований позволили сделать основной вывод, что строительство Загорской ГАЭС в бассейне р. Куньи и её последующая эксплуатация привели к определённой трансформации водной среды и прибрежной территории района размещения объекта, которая характеризуется следующими основными моментами:

подавляющая часть компонентов окружающей среды в зоне влияния ГАЭС характеризуется безопасным устойчивым развитием процессов;

сравнительный анализ гидрохимических данных не выявил существенных отклонений в развитии внутриводоёмных процессов;

периодические перекачивания больших объёмов воды из одного бассейна в другой привели к существенным положительным изменениям состояния водной среды обоих бассейнов;

по большинству гидрохимических показателей качество воды бассейнов удовлетворяет требованиям, предъявляемым к водоёмам хозяйственно-бытового и рыбохозяйственного назначения;

создание бассейнов привело к заметному оздоровлению водной среды, восстановилось видовое разнообразие ихтиофауны, возросла численность рыбного стада;

установлены факты перекачки рыб из одного бассейна в другой, доля травмированных особей в контрольных отловах незначительна; процесс подтопления территории, прилегающей к водоёмам Загорской ГАЭС, происходит в рамках прогноза с разной интенсивностью в зависимости от элементов рельефа и положения участка относительно водоёма;

на ряде участков (вблизи посёлка Шубино, автодорога Сергиев-Посад — Богородское) наблюдается подтопление и заболачивание территории, сопровождающееся оглеением почв и развитием растительности болотного ряда, — площадь подтопления составляет около 80 га и находится в пределах землеотвода под строительство.

Отдельно следует остановиться на геодинамических процессах. На ряде оползневых участках ведутся режимные инструментальные наблюдения за смещениями оползней. Интенсивность смещений не превышает предельно допустимого значения, равного 0,04 мм/сут. Несмотря на благоприятную оценку состояния откосов и бортов водохранилищ, следует иметь в виду, что процессы локальной активизации размыва берегов со временем могут возрасть.

Необходима организация мониторинга за процессами переработки берегов нижнего бассейна (для верхнего бассейна верховой откос частично забетонирован, а остальная часть выполнена как пляжный откос с креплением песком и булыгой), который должен включать следующие наблюдения:

геодезические и промерные работы по нескольким базисным створам, включающим зону бортов и акваторию бассейна;

космическую съёмку, выполняемую 2 — 3 раза в год, которая позволит фиксировать изменения очертаний берегов;

определение 2 — 3 раза в год полезного объёма бассейна с помощью турбинных расходомеров;

Хочется надеяться, что вопросы исследования процессов переработки берегов водохранилищ гидроаккумулирующих станций в скором будущем получат должную теоретическую разработку, что в совокупности с опытом практических наблюдений на действующих объектах позволит обоснованно прогнозировать возможное развитие событий и принимать своевременные меры к сохранению рабочих мощностей станций.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Котюжан А.И., Юдкевич А.И. Устойчивость склонов на Загорской ГАЭС; уроки изысканий, проектирования, строительства. // «Гидротехническое строительство» №6. 1988 г.
2. Юдкевич А.И. Комплекс сооружений Загорской гидроаккумулирующей станции на р. Кунья. В сб. «Геология и плотины». XIII. 1994 г.

## **ВЫБОР ИНЖЕНЕРНЫХ МЕРОПРИЯТИЙ ДЛЯ ЗАЩИТЫ пос. ЗЫРЯНКИ (р. КОЛЫМА) ОТ БЕРЕГОВОЙ ЭРОЗИИ С ПРИМЕНЕНИЕМ КОМПЬЮТЕРНОГО ГИДРАВЛИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ**

*Беликов В.В., кандидат физ.-мат. наук., Третьюхина Е.С.,  
инженер (ОАО «НИИЭС»), Зайцев А.А., кандидат. геогр. наук,  
Ильясов А.К., инженер (МГУ им. М.В. Ломоносова)*

Колыма, крупнейшая (после Лены) из рек северо-востока России, выполняет роль транзитного водного пути для завоза промышленных и продовольственных грузов в горнодобывающие районы республики Саха (Якутия), Чукотского АО и Магаданскую область. Большая водность (среднегодовой объем стока и расход, соответственно, 132 км<sup>3</sup> и 2240 м<sup>3</sup>/с, максимальный расход в половодье — 27500 м<sup>3</sup>/с у Среднеколымска), песчано-галечные русловые наносы, мелкофракционный состав толщи пойменного аллювия и значительные уклоны водной поверхности (среднее падение 0,2 м/км) обуславливают повышенную динамичность русла Колымы. Это, в первую очередь, проявляется интенсивным размывом берега в местах перестройки ложа реки. В районе пос. Зырянки Колыма меняет предгорный характер течения на равнинный. Здесь, вследствие постепенного снижения уклонов при переходе от среднего течения к нижнему и, соответственно, потери потоком влекущей силы, аккумулируется галечный материал, который выносятся из предгорий.

Пос. Зырянка, основанный в начале 30-х годов в устье р. Ясачной недалеко от угольных копей, играет роль не только улусного центра и порта, но и ремонтно-эксплуатационной базы Зырянского речного флота. Поселок расположен по берегам устьевой части р. Ясачной. Основная часть поселка стоит на левом берегу, Затонская — на правом. Поселок часто подвергается затоплениям при наводнениях. Строительство Колымской ГЭС по плану должно было привести к уменьшению максимальных расходов воды и снизить риск затопления поселка, однако пока этого не произошло, так как резкость паводков вызвана, в первую очередь, синхронностью стока горных притоков Колымы ниже по течению от ГЭС. Возможно, что строительство Среднеканской ГЭС приведет к желаемому результату. Срезание пика паводков путем перехвата стока плотиной ГЭС привело бы к более продолжительным сбросам воды, которые соответствуют стоку высокой межени. Несмотря на частичную зарегулированность водосбора, восточно-сибирский характер

стока Колымы, у пос. Зырянки, проявляется высоким половодьем, стабильной летней меженью, с отдельными дождевыми паводками и продолжительным низким зимним стоянием уровней.

В предгорных районах, после выхода потока на равнину, течение имеет блуждающий характер. Крупные наносы, влекомые рекой, откладываются в русле, формируя многочисленные острова, галечные осередки и побочни. Резкое снижение крупности аллювия при сохранении потоками достаточно высокой скорости течения приводит к интенсивному размыву берегов, формированию новых рукавов и протоков. Место выхода реки с предгорной территории на равнину является наиболее неустойчивой переходной областью естественного речного потока, определяемой сменой условий формирования русла. Именно в этой части реки расположен пос. Зырянка. В добавление к естественным условиям увеличение периода прохождения повышенного меженного стока, сосредоточенного в бровках поймы, привело к активизации размыва берегов, вызванной, по видимому, перестройкой русла реки под новый гидрологический режим, определяемый попусками Колымской ГЭС.

Исследования русловых процессов в среднем течении Колымы впервые проведено в 1992 г. Устьевой партией русловой экспедиции географического факультета МГУ. Партия выполнила комплекс гидрографических, гидрологических и русловых исследований на разных участках р. Колымы, в том числе и Зырянском (1004–970 км от устья). Работы проводились под научным руководством доктора географических наук В.Н. Коротаева и проф. В.Н. Михайлова. Коллективом партии были составлены карты распределения типов руслового аллювия в масштабе, планы течений в русловых разветвлениях, приведены результаты струемерных наблюдений, а также схемы многолетней динамики русла за период 1929 – 1992 гг. и детальный анализ интенсивности и направленности горизонтальных и вертикальных русловых переформирований [1]. Впервые было составлено гидрологическое описание и выполнены расчеты многолетней и сезонной изменчивости гидрологических характеристик р. Колымы от Усть-Среднекана до Среднеколымска. Впервые был кардинально поставлен вопрос о защите берега пос. Зырянка от размыва. При разработке способов защиты предложен комплекс мероприятий, обоснование которых было выполнено с применением компьютерного моделирования поля скоростей течений и расчета изменения отметок дна при различных сценариях расположения инженерных сооружений.

План мероприятий по укреплению берега, предложенный в 1992 г., не был осуществлен, и процесс размыва берега принял катастрофи-

ческий характер, что привело к разрушению ряда капитальных сооружений. Наиболее ощутимо берег размывается выше устья р. Ясачной. Здесь, за последние 10 лет, бровка берега отступила на сотни метров (рис. 1). Отдельные меры, проведенные с благородной целью укрепить берег, в дальнейшем явились катализатором процессов его размыва, так как изменили структуру течения в противоположную от желаемого направления сторону. Только за осенний период 2002 г. и половодья 2003 г. смыто 10 – 15 м территории (рис. 2). Условия формирования русла у Зырянки за 10 лет существенно изменились, и

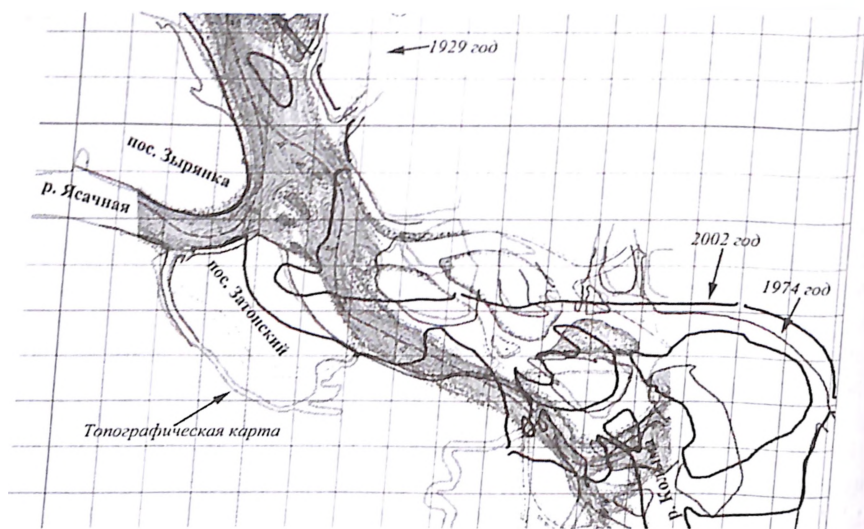


Рис. 1. Сопоставленные планы береговой линии р.Колымы в районе пос. Зырянки. Разметка сетки 500 м.

прежние мероприятия в настоящее время оказались неприемлемыми.

Средняя Колыма у Зырянки является той частью реки, где практически окончательно формируется сток воды и наносов. Так, от пос. Среднекан (650 км выше по течению) до пос. Зырянка среднегодовой расход воды увеличивается за счет боковой приточности от 740 до 2040 м<sup>3</sup>/с и затем мало изменяется до нижнего течения Колымы (у Среднеколымска — 2240 м<sup>3</sup>/с).

Для уровня воды на рассматриваемом участке р. Колымы характерны высокие подъемы в период весеннего половодья и летне-осенних дождевых паводков, а также очень низкие уровни в зимний период.

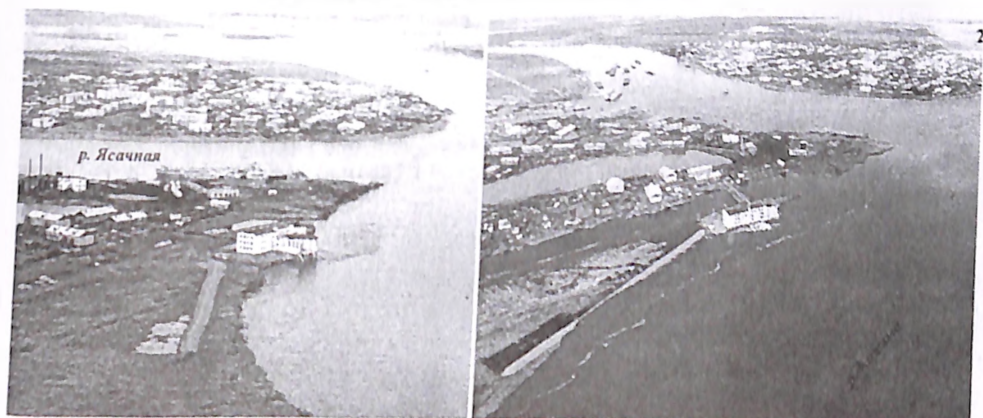


Рис. 2. Вид р.Колымы в районе пос. Зырянки. Линия берега в Заречной части поселка отступила с августа 2002 по июль 2003 гг. на 12 – 15 м.

На участке между гидрометрическими постами Усть-Среднекан и Среднеколымск весенний подъем уровня обычно начинается во второй половине мая еще при ледоставе. Продолжительность подъема уровней 10 – 30 дней. Высота весеннего подъема уровня над меженью достигает у пос. Усть-Среднекан 5 – 7 м. Начало весеннего половодья — заторы. У Усть-Среднекана 6% годовых максимумов уровня и 60% высших уровней весеннего ледохода наблюдались при заторах. Высота подъема уровня при заторах 3 – 4 м. Вниз по течению величина весеннего подъема уровня воды возрастает до 6 – 8 м, а у Среднеколымска — до 13 м. Общая продолжительность половодья 20 – 60 дней. Дождевые паводки приходятся на период июль-сентябрь. Высота подъема уровня при паводках обычно ниже, чем в половодье. У пос. Зырянка быстрые подъемы уровня наблюдались только при заторе и составили 214 см/сут. При дождевых паводках в Зырянке также наблюдаются более быстрые подъемы уровня, чем в половодье.

Спад уровня у Зырянки медленный и достигает, даже при высоком половодье, около 100 см/сут. Наиболее низкие уровни периода открытого русла наблюдаются обычно в сентябре-начале октября перед началом ледовых явлений.

На Зырянском участке руслообразующая деятельность характеризуется прохождением 3-х пиков руслоформирующих расходов ( $Q_{\phi}$ ). Два из них (средний и нижний) проходят в пойменных бровках русла. Прохождение нижнего пика соответствует условиям затопления низких прирусловых отмелей. По своим значениям он отвечает прохождению среднего многолетнего расхода воды порядка 2700 м<sup>3</sup>/с.

Средний пик отвечает условиям прохождения относительно высоких летне-осенних паводков. Он, как и нижний, проходит в пойменных бровках русла, при условии затопления высоких прирусловых отмелей при расходах воды около  $7000 \text{ м}^3/\text{с}$ . Верхний пик руслоформирующих расходов наблюдается при прохождении весеннего половодья, когда происходит затопление поверхности пойм при условии максимальных расходов порядка  $17000 \text{ м}^3/\text{с}$  [9]. Однако в последнем случае руслоформирующая деятельность течения ослаблена в силу большой распластанности потока по пойме. Наиболее существенные проявления руслоформирующей деятельности наблюдаются при заполнении водой поверхности низкой поймы, т.е. при  $10000 \text{ м}^3/\text{с}$ . Именно в этот период происходит прорыв излучин и изменение направления основного стока воды и наносов. Прохождение руслоформирующих расходов среднего интервала оказывает не меньшее воздействие на переформирование русла, но оно ограничивается интенсивным размывом берегов и формированием аккумулятивных русловых форм типа кос и побочней. Интенсивный размыв берегов при прохождении  $Q_{\text{ср}}$  среднего интервала происходит не только за счет динамической нагрузки на берега, но и за счет отепляющего воздействия воды и оттаивания мерзлого грунта.

До зарегулирования стока средние значения мутности воды в этих пунктах были 114 и  $83 \text{ г}/\text{м}^3$ . После зарегулирования средняя мутность вода на участке выровнялась и стала равной  $40 - 60 \text{ г}/\text{м}^3$ , т.е. в среднем около  $50 \text{ г}/\text{м}^3$ .

Руслоформирующие наносы на Зырянском участке представлены главным образом мелкими и средними галечными отложениями с песчано-гравийным заполнителем. Дно второстепенных пойменных проток выстлано разнообразными грунтами: от мелкой гальки до мелкого песка [1].

Долина р. Колымы на Зырянском участке, занимающая территорию одноименной неотектонической впадины, имеет широкую пойму (свыше 5 км) с разветвленной сетью рукавов и проток и довольно динамичное меандрирующее русло. Здесь располагается серия сопряженных свободных излучин синусоидальной формы с разными гидравлическими параметрами. При достижении параметра кривизны 1,7 (отношение длины русла по излучине к ее хорде) излучины в среднем течении Колымы спрямляются. Непосредственно в районе Зырянки перед впадением р. Ясачной происходит формирование излучины, сопровождающееся интенсивным размывом левобережной поймы и выдвиганием правобережного побочня. Размыв берега принял катастрофический характер: здесь происходит разрушение капи-



тальных строений поселка (рис. 2). Спрявление сопряженной излучины выше по течению, которое произошло в начале 90-х годов, заметно усилило интенсивность руслоформирующих процессов.

Для выбора варианта выправления русла и предотвращения интенсивного размыва берегов была построена компьютерная гидродинамическая модель, с помощью которой выполнены расчеты кинематики потока и русловых переформирований на 15-километровом отрезке Колымы с учетом возможного строительства различных гидротехнических сооружений. Естественные условия, отдаленность территории и ограниченность выбора средств диктуют возможность применения узкого набора русловыправительных мероприятий, к которым относятся отводящие поток дноуглубительные прорезы, а также струенаправляющие и берегозащитные полузапруды.

При создании математической модели русловых процессов в качестве начальных условий использовалась численная модель рельефа долины участка Колымы, полученная путем синтеза топографических карт поймы и результатов гидрографического обследования русла. Информация о русловом рельефе, которая в силу быстротечности русловых процессов требует постоянного обновления, получена с помощью промеров, проведенных начальником русловой изыскательской партии Ленского ГБУВПиС Е.Н.Кочневым и сотрудниками экспедиций МГУ Р.А.Савельевым и А.К.Ильсовым в 2002–2003 гг. При изысканиях использовался программно-аппаратный комплекс, основанный на спутниковом позиционировании. Рельеф поймы создан путем интерактивной оцифровки топографических карт масштаба 1:25000 и 1:5000. Процедура сбора информации и построения численной модели рельефа долины изложена в работах [2, 3]. Длина участка, использованного для построения модели, составила 7500 м, при общей ширине поймы 11500 м. В результате работы построена цифровая модель русла и поймы с дискретностью ячеек 40 м (общее число узлов превышало 30000, рис. 3).

Применяемая в расчетах компьютерная модель основана на решении максимально простой системы двумерных уравнений мелкой воды (уравнений Сен-Венана) с учетом инерционных (конвективных) эффектов. Последнее для рассматриваемого участка является важным, так как безразмерный параметр, характеризующий отношение силы трения к силам инерции, отражает влияние геометрии естественного русла

$$\lambda V/H \approx 0,2 \ll 1,$$

где  $\lambda = gn^2H^{1/3}$  — коэффициент гидравлического трения;  $V$  — характерный линейный размер, в данном случае ширина русла;  $H$  — ха-

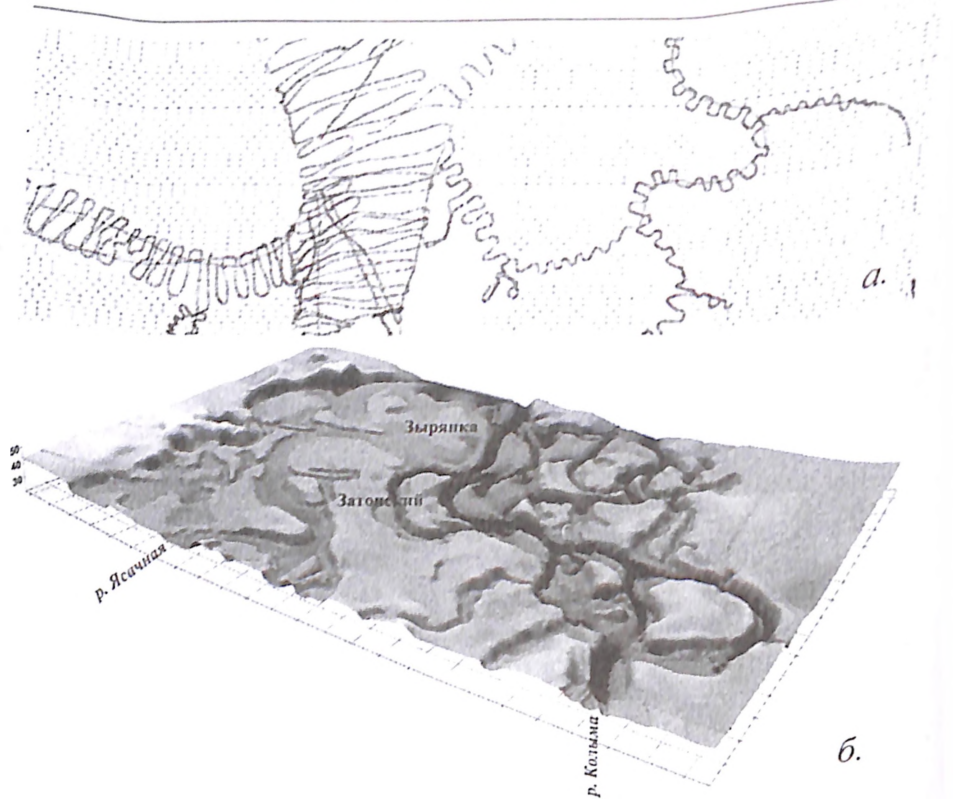


Рис. 3. Фрагмент поля сухопутных и гидрографических точек (а), использованных для построения численной модели (б) рельефа долины р. Колымы в районе пос. Зырянки.

рактерная глубина потока. Инерционные члены в уравнении движения, кроме существенных отличий в локальной структуре потока (распределении скоростей по ширине русла, наличии водоворотных зон и т.д.), дают еще и дополнительный уклон свободной поверхности, так как здесь присутствует дополнительное сопротивление, которое, в отличие от сопротивления трения о дно, можно назвать сопротивлением формы русла. Как показывают исследования, проведенные для других участков крупных рек [4, 5, 6], наибольшее приближение расчетных параметров к реальной картине течения бывает при условии детального численного отображения рельефа русла, а не благодаря усложнению общих уравнений движения, так как сопротивление формы является основным и наиболее весомым критерием, отражающим характер поля течения.

Для расчета русловых переформирований система включала двумерное уравнение русловых деформаций — простейшее уравнение, используемое для расчета изменения рельефа дна потоком воды. Использование при расчете уравнения деформаций исходит из того, что для большинства практических задач, особенно если рассматриваются широкие русла крупных рек, уравнение баланса наносов дает вполне приемлемые результаты.

В основе математической модели лежит совместное решение двумерных уравнений [(1) — динамики, (2) — неразрывности] и (3) — уравнения деформаций для твердой фазы (баланса наносов):

$$\frac{\partial \bar{q}_i}{\partial t} + \frac{\partial \bar{q}_i U_i}{\partial x_i} + gh \frac{\partial \zeta}{\partial x_i} = \tau_{n_i} + \tau_{w_i}; \quad (1)$$

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial \bar{q}_i}{\partial x_i} = 0; \quad (2)$$

$$(1-p) \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial U_1 S h}{\partial x_1} + \frac{\partial U_2 S h}{\partial x_2} = 0. \quad (3)$$

В этих уравнениях  $i=1, 2$ ; по повторяющимся индексам производится суммирование;  $x_1, x_2$  — декартовы координаты;  $t$  — время;  $\bar{q} = (q_1, q_2)$  — вектор удельных расходов воды;  $h$  — глубина;  $\bar{U} = (U_1, U_2)$  — вектор средней по глубине скорости;  $g$  — ускорение свободного падения;  $\zeta$  — уровень свободной поверхности воды;  $\bar{\tau}_n = (\tau_{n_1}, \tau_{n_2})$ ,  $\bar{\tau}_w = (\tau_{w_1}, \tau_{w_2})$  векторы касательных напряжений, соответственно на дне и на свободной поверхности воды (ветровые напряжения);  $z$  — отметка дна;  $p$  — коэффициент пористости грунта;  $S$  — равновесная концентрация руслообразующих наносов в потоке.

Касательные напряжения на дне и на свободной поверхности воды в соответствии с квадратичным законом сопротивления имеют вид

$$\bar{\tau}_n = -\lambda_n |\bar{U}| \bar{U}, \quad \lambda_n = g n^2 h^{-1/3};$$

$$\bar{\tau}_w = -\lambda_w |\bar{W}| \bar{W}, \quad \lambda_w = 2,8 \cdot 10^{-7};$$

где  $\bar{W}$  — вектор скорости ветра;  $\lambda_n, \lambda_w$  — гидравлическое сопротивление, соответственно на дне и на свободной поверхности воды;  $n$  — коэффициент шероховатости русла.

При замыкании системы уравнений использована зависимость для расчета расхода наносов Р. Бэгнольда [7], которая в более про-

стом для практического применения виде записывается для суммарной равновесной концентрации донных и влекомых наносов в форме

$$S = 0,42 \frac{U^2}{gh} \left( 0,24 + 0,01 \frac{U}{\omega} \right), \quad (4)$$

где  $\omega$  — гидравлическая крупность частиц руслоформирующих фракций. Приведенное здесь уравнение баланса наносов (3) является простейшим уравнением для расчета деформаций. Оно не учитывает возможности существования неравновесных концентраций наносов в потоке (например, при воздействии на ложе осветленных потоков в нижних бьефах плотин и т.п.), а также неколлинеарного с направлением осредненной скорости направления перемещения донных наносов (например, при течении вдоль откоса). Однако для большого ряда практических задач, особенно в широких руслах крупных рек, уравнение (3) дает приемлемые результаты.

Разработанные в последнее время эффективные численные процедуры для решения уравнений мелкой воды позволяют исследовать кинематику потока и рассчитать деформации дна за достаточно продолжительное время.

Система уравнений решалась численно на треугольных сетках. В качестве начальных условий расчета задавался рельеф дна русла в начальный момент времени. На жидких границах задавались краевые условия в виде расходов или уровней воды, на твердых (берега реки, искусственные сооружения) — условие непротекания потока, на входных — расход наносов. В результате определялись скоростное поле потока, отметки водной поверхности, расходы воды через заданные сечения и «новый» рельеф дна, который послужил для расчета интенсивности русловых переформирований.

С помощью компьютерного моделирования изучался режим естественных русловых деформаций и влияние на поток гидротехнических сооружений. Решались следующие задачи компьютерного моделирования:

анализ структуры речного потока и деформаций дна в естественных условиях при различных расходах воды;

расчет параметров водного потока и наносов при учете гидротехнических сооружений с целью выбора оптимальной компоновки последних.

Граничные условия заданы в виде распределения расходов воды во входных поперечниках, рассчитанного по зависимости Шези, и уровня водной поверхности по водомерному посту Зырянка. Отсутствие данных непосредственных наблюдений за стоком воды на учас-

тке длиной 982 км между Усть—Среднеканом и Среднеколымском чрезвычайно затрудняет расчет характеристик стока воды по Зырянке. Для решения этой задачи В.Н.Михайловым [8] использован расчетный метод, заключающийся в интерполяции данных о стоке воды с учетом площадей водосборов впадающих в Колыму притоков и модулей среднего годового стока, снятых с карты изолиний. В результате получены значения расходов и их связь с уровнями воды в районе Зырянки. На основе статистической обработки данных рассчитаны характерные уровни, включая уровни, при которых проходят руслоформирующие расходы воды. При компьютерном моделировании расходы воды приняты фиксированными 2700 и 7000 м<sup>3</sup>/с, соответствующие нижнему и верхнему интервалам руслоформирующего расхода воды. Кроме этого проведен расчет для расхода воды при затопленной низкой пойме, равного 10000 м<sup>3</sup>/с.

Поперечные и продольные перекосы водной поверхности, которые учитываются при задании граничных условий, рассчитаны по реперам, установленным в начале и конце участка. Высотные отметки реперов определены с помощью геодезического спутникового позиционирования. Использование геодезических приемников при работе в дифференциальном режиме позволяет с достаточной для гидрографических работ точностью определять превышения одной точки над другой. Подобная работа была проведена для разбивки реперной системы исследованного участка. С этой целью использовались 2 приемника 4000SE Geodetic Surveyor и геодезическое программное обеспечение фирмы Trimble.

Калибровка модели осуществлялась подбором коэффициентов шероховатости  $n$ , которые были приняты для русла и поймы разными. Коэффициенты шероховатости  $n$  составляют для русла 0,025, для поймы 0,06.

Расчет деформаций выполнялся при пуске постоянных расходов воды, соответствующих нижнему и среднему интервалам руслоформирующих расходов 2700 и 7000 м<sup>3</sup>/с, соответственно. В последующих решениях расчеты малого расхода воды не проводились, так как он не оказывает заметного воздействия на русло реки. Поэтому расчеты достаточно провести только для расходов 7000 м<sup>3</sup>/с и 10000 м<sup>3</sup>/с. Последний расход проходит выше бровок низкой поймы, вода покрывает ее поверхность.

При верификации модели рассчитывались бытовые условия, которые позволили выявить кинематику потока в естественной обстановке. Условия верификации модели представлены в таблице 1.

Таблица 1

Расход м <sup>3</sup> /с			Уровни		
Общий	Колыма	Ясачная	Z <sub>вых</sub> , м	Z <sub>вх</sub> , м	
				Измеренный	Расчетный
2700	2500	200	32,5	—	—
7000	6000	1000	34,7	—	37,37
10000	7000	3000	35,88	38,2	38,2

Падение уровня водной поверхности на всем протяжении участка составило около 2,5 м. Натурные измерения уклонов существенно повысили точность проведения расчетов. В целом отметки рельефа на участке варьируют в пределах 19 м. Рельеф поймы плоский и осложнен многочисленными пойменными протоками. При высоких уровнях воды большой сток устремляется по руслу Ясачной. Для расхода 10000 м<sup>3</sup>/с пришлось принять отношение стока притока к расходу непосредственно по р. Колыме после слияния 0,3, так как при меньших соотношениях в расчетах наблюдается интенсивный смыв грунта в верхней части модели и его отложения в нижней части. Условия равновесия русловых деформаций удалось выполнить только при пропуске больших расходов по р. Ясачной. В этом случае наблюдается наращивание стрелки при слиянии рек, характерное для естественных условий. В целом для всех вариантов расчет русловых деформаций проводился для грунта диаметром 30 мм на срок прохождения фиксированного расхода воды 2 месяца, что примерно соответствует русловым деформациям, происходящим в русле реки в течение двух лет. Отток воды в правобережные протоки, которые заполняются при высоких уровнях воды, составил примерно 10%.

Расчеты показали, что скорости течения при расходах воды 2700 м<sup>3</sup>/с только в отдельных местах превышают 2 м/с — у оголовка правобережного острова и вдоль Затонского берега. На излучине, возле размываемого вогнутого берега, скорости течения достигают 1,6 м/с. При больших расходах воды 7000 м<sup>3</sup>/с скорости течения на стрежне потока резко возрастают, усиливаясь в прежних местах. Высокая скорость более 2,6 м/с наблюдается у оголовка названного острова. У вогнутого размываемого берега скорости течения наибольшие в районе школы и равнялись 2,2 м/с. В этот период часть течения устремляется в побочную ложбину галечной отмели, расположенной напротив размываемого берега. Здесь поток начинает дробиться на две ветви, отвлекая часть стока из судоходного рукава к правому берегу напротив поселка Зырянка. Еще большая дифференциация скорости течения наблюдается при расходе 10000 м<sup>3</sup>/с.

При небольших расходах воды эрозионно-аккумулятивные процессы активно проявляются также только в местах ускорения потока. Русло остается в целом стабильным благодаря большой крупности слагающего его аллювия. При  $7000 \text{ м}^3/\text{с}$  эрозионно-аккумулятивные процессы охватывают уже большую часть глубоководного русла. Большие размывы наблюдаются у оголовков острова, у вогнутых берегов и вдоль Затонского яра. Сильные размывы у оголовка правобережного острова способствуют дальнейшему искривлению течения и активизируют процессы размыва вогнутого берега, где расположена школа. Расчет русловых деформаций показал, что у оголовка правобережного острова и вдоль левого вогнутого берега размывы в естественных условиях будут продолжаться с большой интенсивностью  $7 - 15 \text{ м/год}$ .

Кроме расчетов для бытовых условий проведено моделирование гидротехнических сооружений, призванных изменить негативную направленность русловых процессов. Моделировалось пять вариантов выправления русла и защиты берега (рис. 4).

*Первым вариантом* эмулировался поток и деформации русла при условии сооружения длинной незатопляемой полузапруды (шпоры) на гребне побочня перед размываемым вогнутым берегом и прокопа спрямляющего канала за островом.

*Второй вариант* предполагает только прорезь через вершину побочня напротив вогнутого размываемого берега.

*Третий вариант* предусматривает, наряду с прорезью второго варианта, создание серии коротких полузапруд вдоль вогнутого размываемого берега.

*Четвертый вариант* предусматривает создание полузапруды (контршпоры), защищающей берег основного поселка с учетом того, что защита берега от размыва вдоль основного поселка Зырянка является обязательной и должна быть предусмотрена проектом.

*Пятый вариант* предполагает защиту от размыва как основного поселка, так и строений Затонского района. Для этого, наряду с полузапрудой и прорезью, предусмотренными четвертым вариантом, предполагается возведение серии коротких полузапруд вдоль вогнутого размываемого берега.

*По первому варианту* канал (глубокая и широкая прорезь) спрямляет излучину через протоки между островами. Вода начинает поступать в канал только при условии прокопа глубокой (более двух м от зимнего уровня) и широкой (более 150 м) траншеи. Длина прорези должна составлять свыше 1000 м. Большая часть прорези проходит по «сухим» отметкам. Канал начинается в истоках прото-



**Рис. 4.** Варианты выправления русла р.Колымы в районе пос.Зырян-ка, исследованные с помощью компьютерного моделирования: 1 — при условии сооружения длинной незатопляемой полузапруды на гребне левобережного побочня и прокопа спрямляющего канала за островом; 2 — прорезь через вершину правобережного побочня напротив вогнутого размываемого берега; 3 — прорезь второго варианта и серия коротких полузапруд вдоль вогнутого размываемого берега; 4 — полузапруда (контршпора), защищающая берег основного поселка; 5 — полузапруда, предусмотренная четвертым вариантом, возведе-ние серии коротких полузапруд вдоль вогнутого размываемого берега и спрямляющая прорезь на правобережном побочне.

ки между островами и соединяется с правобережным плесом, рас-положенным у противоположного берега пос. Зырянка.

Для стимулирования оттока основного течения в начале участка в сторону канала предполагается строительство полузапруды на вер-шине левобережного галечного побочня, лежащего напротив ого-ловка острова и сильно выдвинувшегося в русло реки. Полузапруда должна быть весеннего регулирования (т.е. с незатопляемыми от-метками гребня) и иметь длину 250 м. Воздействие полузапруды на



поток должно способствовать перераспределению течения, которое на этом отрезке реки образует излуцины. Расчеты показывают, что при высоких расходах воды часть течения должна устремиться в канал. Скорости течения в канале будут больше размывающих скоростей. При больших расходах устремившийся в канал поток активизирует эрозионно-аккумулятивные процессы. Скорость течения по новому направлению будет выше, чем у вогнутого берега возле поселка Зырянка. Вследствие этого течение по существующему направлению заметно снизится, и поток будет не в состоянии переносить русловой аллювий. Русловой процесс ограничится только локальными размывами.

Предлагаемый вариант на первый взгляд кажется достаточно привлекательным. Однако следует обратить внимание на тот факт, что при очень больших расходах воды в средней части канала начинают откладываться наносы, для выноса которых малые расходы воды могут оказаться недостаточными. Поэтому этот вариант должен предусматривать искусственное поддержание параметров канала в течение нескольких лет. Разработка «пионерных» габаритов водоотводного канала потребует большого объема землечерпательных работ, которые необходимо провести в короткий срок. Кроме того, полузапруда, призванная направить поток в канал, работает только в период высокой воды и не выполняет свою функцию при более низких уровнях.

*Второй вариант* предусматривает только разработку прорези через побочень, расположенный напротив вогнутого размываемого Затонского берега. Первоначально прорезь должна была пройти по побочневой ложбине, которая прослеживается в русле и в высокую воду отвлекает часть стока. Прорезь также должна быть глубокой (до 2-х м от проектного горизонта) и шириной до 100 м. Расчеты показали, что эффективнее запланировать прорезь ближе к острову, срезать прибрежную часть его низкой, поросшей кустарником территории. В этом случае прорезь будет органично сочленяться с верхней плесовой ложиной, сопрягаясь с направлением стрежня потока. Спрямяющая прорезь по этому направлению увеличит крутизну изгиба излуцины, течение которой требуется нейтрализовать.

Расчеты указывают на эффективную работу прорези. Сюда отвлекается поток, его параметры сравнимы с характеристикой течения вдоль выпуклого берега. Недостатком является отсутствие ведущего берега, что в итоге приводит к постепенному искривлению прорези. Следует отметить, что эффективность прорези, в отличие от предыдущего варианта, больше проявляется при руслоформирующем рас-

ходе  $7000 \text{ м}^3/\text{с}$ , чем при более высоких значениях. Прорезь отвлекает значительную часть потока, однако ее поддержание со временем также потребует проведения периодического эксплуатационного землечерпания, так как в средней части прорези и в устье будут откладываться наносы, а сама прорезь будет постепенно искривляться.

**Третий вариант** предусматривает наряду с прорезью строительство берегозащитных полузапруд, способных резко повысить шероховатость русла и предохранить берег от размыва. Планы русловых деформаций показывают, что несмотря на отвлечение части потока в сторону прорези размыв берега продолжается, площади размыва распространяются далеко вглубь территории. Несмотря на снижение расхода воды вдоль левой части русла, течение при больших расходах воды сосредоточивается у вогнутого берега, где ускоряется вдоль плавного изгиба бровки, до величин, превышающих скорость размыва.

Расчеты показали, что для остановки процесса размыва берега потребуется возвести минимум 9 берегозащитных полузапруд (шпор), длиной 50 м. Планы русловых деформаций указывают на то, что шпоры должны полностью предотвратить размыв берега. Причем эффективность работы шпор возрастает с увеличением расхода воды. Высота полузапруд должна быть на одном уровне с поверхностью поймы, так как даже при затоплении их поверхности полузапруды оказывают большое тормозящее воздействие на поток. Строительство шпор совместно с прорезью полностью решает задачу предотвращения размыва.

Однако этот проект, который также потребует больших материальных затрат, может не привести к стабилизации потока на этом отрезке реки, так как дальнейшее направление потока определит размыв оголовка острова на 998 км. Это вызвано тем, что излучина еще не достигла стадии «зрелости», когда энергетика течения по прямому направлению становится столь же выгодной потоку, как и его движение по изгибу. Поэтому наиболее эффективным должен быть вариант выправления русла, при котором можно искусственно повысить кривизну излучины.

**Четвертый вариант** моделирует условия течения и русловых деформаций при условии строительства полузапруды (контшпоры) возле основной части пос. Зырянка. Представленные выше расчеты не предотвращают интенсивного размыва берега вдоль основного поселка. Здесь также требуется организовать эффективную защиту берега, вдоль которого проходит глубокая плесовая ложина и сосредоточен основной поток Колымы. Поэтому длинная (200 м) по-

лузапруда, с одной стороны, способствует защите берега от размыва, с другой — искривляет основной поток на излучине, следующий вдоль Заречного берега. Полузапруда частично перегораживает ложбину левобережной плесовой лощины и резко отбивает поток в приречную часть. В тыловой части полузапруды образуется вихрь, вдольбереговые скорости течения в котором меньше начальной скорости размыва для руслового аллювия Колымы. Поэтому в тыловой части полузапруды происходит осаждение наносов. Полузапруда позволяет возвести защитную дамбу вокруг пос. Зырянка из более легких материалов. Воздействие полузапруды способно изменить направленность русловых деформаций на всем участке реки. Зона защитного воздействия полузапруды распространяется на две ее длины, т.е. на 400 м. В том случае, если потребуются защитить большую по протяженности линию берега, то необходимо возвести дополнительные полузапруды.

Для выбора рационального варианта защиты берега были проведены специальные исследования. При этом имелось в виду, что строительство полузапруды не снимает необходимости строительства берегозащитной обваловки вокруг поселка, которая должна защитить населенный пункт от наводнения.

*Пятый вариант* расчета предусматривает эмуляцию процесса русловых деформаций при соблюдении всех требований по предотвращению неблагоприятного воздействия потока Колымы на территорию пос. Зырянки. На рис. 5, 6 приведены расчеты полузапруды весеннего регулирования (не переливаемой) длиной 200 м в комплексе с серией полузапруд, защищающих Затонский берег, и прорезью, отторгающей побочень, призванной задать основному потоку новое направление. В последнем случае кривизна изгиба течения основного потока Колымы становится равной 1,65, что соответствует критической величине. Поэтому моделирование показало, что канал в дальнейшем будет развиваться, обеспечивая транзит воды и наносов. При этом резко снижаются скорости течения у Затонского берега, появляется возможность строительства девяти берегозащитных полузапруд.

В заключение отметим, что анализ русловых процессов, происходящих на участке реки, проведенный совместно с компьютерным моделированием вариантов укрепления берега позволяет рассчитывать кинематику потока и русловые деформации многообразия вариантов выправления русла, что в итоге дает более обоснованное решение важной народнохозяйственной задачи, экономя на этом достаточно большие средства. Проведенные расчеты не ограничились перечисленными вариантами выправления. В процессе иссле-

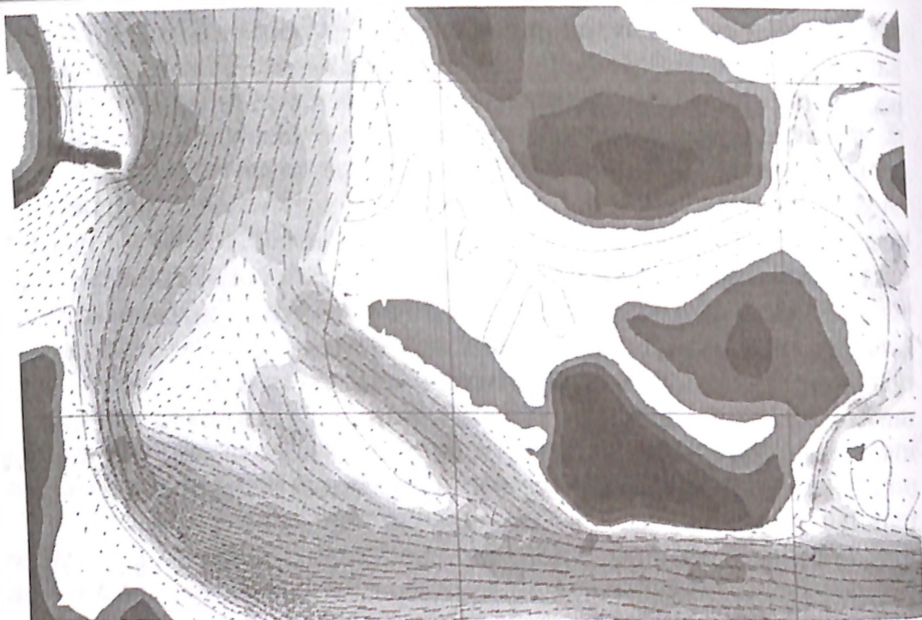


Рис. 5. Фрагмент поля скоростей (модули — ареалы и векторы) на участке русла в случае выправления по варианту 5 при расходе  $10000 \text{ м}^3/\text{с}$ .

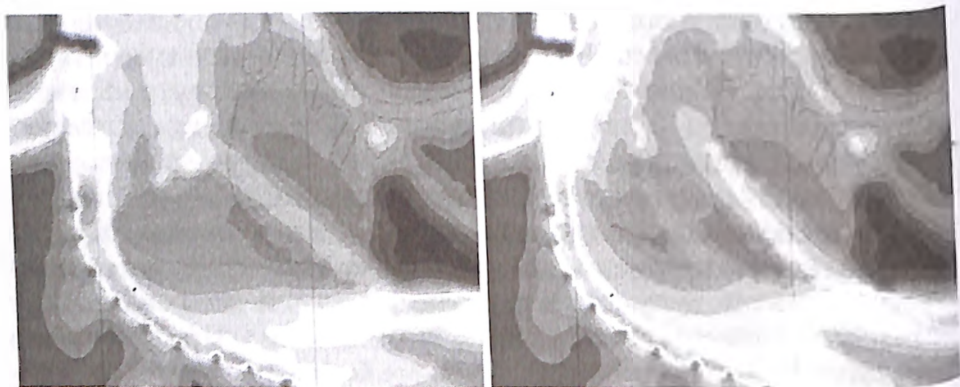


Рис. 6. Расчет переформирования руслового рельефа за период около 2-х лет при возведении сооружений по варианту 5.

дования рассмотрены и другие проекты, в частности те, что были осуществлены в районе Зырянки, но по той или иной причине оказались не жизнеспособными. Например, около 20 лет назад была построена полузапруда, продляющая стрелку слияния рек Ясачной и Колымы. В настоящее время ее остатки частично проявляются на акватории существующего судового хода. Компьютерное моделиро-

вание показало, что подобная полузапруда не оказывает влияния на поток, так как определяющая его дальнейшее направление область размыва дна и берегов расположена значительно выше по течению.

Достаточно сложный и дорогой по современным меркам комплекс мероприятий, которые потребуются осуществить для предотвращения негативного влияния Колымы на берег в районе пос. Зырянки, ставит под сомнение необходимость его полного выполнения. Стоимость комплекса требуемых мер по выправлению русла соизмерима с материальными затратами по переносу части поселка в более безопасное место. В этом случае не потребуется большого вмешательства в ход естественного руслового процесса, так как необходимо будет только предотвратить размыв берега основного поселка путем возведения двух-трех сравнительно коротких полузапруд и обваловать его территорию для предотвращения наводнения. Поэтому, компьютерное моделирование, проведенное на Колыме, позволяет в дальнейшем обоснованно отказаться от сложного и дорогого выправления русла или принять его, если затраты на его производство будут эффективными.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Коротчаев В.Н. Деформации русла средней Колымы. //Вестник МГУ. сер. 5. география.. №5. 1994.
2. Егоров В.Ф., Зайцев А.А. Применение программно-аппаратного комплекса и спутникового координирования при проведении изысканий на водных путях. В кн. «Современное состояние водных путей и проблемы русловых процессов», Сб.статей. М.: Географический ф-т МГУ. 1999.
3. Зайцев А.А., Ильясов А.К., Кирик О.М., Савельев Р.А. Электронные карты русловых процессов. Эрозия почв и русловые процессы. Вып. 13. М.: МГУ.
4. Беликов В.В., Зайцев А.А., Милитеев А.Н. Численное моделирование кинематики потока на участке неразмываемого русла //Водные ресурсы . Том 28. №6. 2001.
5. Беликов В.В., Зайцев А.А., Милитеев А.Н. Математическое моделирование сложных участков русел крупных рек. //Водные ресурсы . Т. 34. № 6. 2002.
6. Беликов В.В., Милитеев А.Н. Комплекс программ для расчета речных течений «FLOOD». Российское агентство по патентным и товарным знакам. Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ. № 2002610941. М.: 2002.
7. Гришанин К.В. Динамика русловых потоков. Л.: Гидрометиздат, 1979.
8. Исследование руслового и гидрологического режима р. Колымы на затруднительных участках от пос. Зырянка до устья и разработка генеральной схемы регулирования русла. Отчет по НИР. МГУ. Географич. ф-т. 1993. Рукопись.
9. Русловой режим рек Северной Евразии (в пределах бывшего СССР). Под редакцией Р.С. Чалова. М. 1994.

## **ЭКОЛОГИЧЕСКИЕ ПОСЛЕДСТВИЯ ЭКСПЛУАТАЦИИ ГЛУБИННЫХ ВОДОЗАБОРОВ**

*Безносов В.Н., доктор биол. наук (ОАО «НИИЭС»)*

Использование глубинных вод для нужд энергетических и промышленных объектов в ряде случаев экономически выгодно. В отличие от вод поверхностного слоя их температура менее подвержена суточным и сезонным колебаниям, обусловленным солнечным нагревом, и ритм работы предприятий, использующих глубинные воды, менее зависим от погодных условий. Важно и то, что глубинные воды имеют постоянно низкую температуру, в результате чего КПД систем охлаждения энергетических и промышленных объектов повышается [1]. Кроме того, как правило, в глубинных водах содержится значительно меньше водных организмов, являющихся источниками возникновения биопомех и личинок организмов, обрастающих внутреннюю поверхность систем водоснабжения. По этим причинам строительство на морских и крупных пресноводных водоемах в будущем представляется достаточно перспективным.

Опыт исторического развития человечества свидетельствует о том, что каждый новый вид деятельности сопровождается своим специфическим воздействием на окружающую среду. В полной мере это относится и к рассматриваемой проблеме. Область использования глубинных водных масс достаточно широка и включает не только забор воды для промышленных систем водоснабжения, но также добычу минерального сырья (серы, железомарганцевых конкреций и др.) и использование глубинных вод в хозяйствах аквакультуры с целью повышения их продуктивности [2 – 5]

Уже сейчас очевидно, что непродуманная реализация некоторых из этих проектов может привести к весьма нежелательным экологическим явлениям [6 – 8]. Чтобы свести к минимуму эти негативные воздействия, необходимо заранее исследовать возможные экологические последствия использования глубинных водозаборов и своевременно разработать меры, обеспечивающие экологическую безопасность их функционирования.

Практически во всех проектах по промышленному использованию глубинных вод предусматривается их последующий сброс в поверхностный слой водоема. Поэтому, для того чтобы прогнозировать экологические эффекты, которые будут наблюдаться при функционировании глубинных водозаборов, прежде всего необходимо определить основные отличия между поверхностными и глубинными вод-

ными массами. В настоящее время не существует общепринятого определения понятия «глубинные водные массы», единого для пресных и морских бассейнов. Здесь этот термин используется в самом широком смысле и включает все горизонты водной толщи, расположенные ниже самого верхнего скачка плотности — пикноклина. Основанием для этого является то, что образование пикноклина, пусть даже временного, сезонного, приводит к разделению объема на отдельные водные массы, в той или иной степени изолированные друг от друга. Физико-химические и биологические процессы в отдельных горизонтах водной толщи имеют свои особенности. Глубинные и поверхностные воды практически всегда отличаются не только по температуре и плотности, но и по своему химическому составу. Различается состав организмов, обитающих в разных слоях водоема. Это связано с тем, что явление стратификации (разделение водной толщи на несколько отдельных слоев) обусловлено физическими свойствами воды и, в связи с этим, существовало на протяжении всей истории биосферы. При этом характер стратификации водных масс, слагающих конкретные водоемы, весьма консервативен, поскольку в основном обусловлен такими слабоизменяющимися факторами, как климат и геоморфологические особенности водных объектов. В процессе длительной эволюции водные организмы (гидробионты) приспособлялись к определенному режиму стратификации водных масс и любое его нарушение оказывает на них негативное воздействие [9].

Рассмотрим наиболее важные с экологической точки зрения процессы, которые могут наблюдаться при подъеме глубинных вод для технического использования и последующим их сбросе в поверхностный слой водоема.

Основными физико-химическими факторами, по которым глубинные водные массы отличаются от поверхностных, являются температура, содержание растворенных газов, прежде всего углекислого газа и кислорода, концентрация биогенных элементов (т.е. элементов в наибольшей степени необходимых для биосинтеза органического вещества — азота, фосфора и др.). В ряде случаев в глубинных водах отмечается более высокое содержание некоторых токсичных веществ, например сероводорода.

Температура глубинных вод ниже, исключением являются только периоды обратной стратификации, наблюдающиеся в некоторых водоемах в холодное время года.

Понижение температуры, обусловленное поступлением в поверхностный слой глубинных вод, замедляет темпы роста и развития различных организмов, а в некоторых случаях даже приводит к их

гибели [10]. Однако, когда глубинные воды используются для охлаждения каких-либо технических агрегатов, их температура на выходе, как правило, даже выше, чем у поверхностного слоя на участках сброса. В некоторых случаях функционирование промышленных глубинных водозаборов может существенно снизить температуру воды в районе предприятия. Например, по прогнозам, устойчивое понижение температуры может наблюдаться при работе ОТЕС (ОТЭС) — океанских термальных электростанций, причем масштаб снижения температуры позволяет предположить возможность влияния этого на климат [2]. Следует учесть, что в тех случаях, когда глубинные воды, пройдя через технические узлы предприятия, нагреваются, температура поверхностного слоя на некоторых участках в этом районе может понижаться вследствие побочных эффектов. Например, наличие в толще воды каких-либо конструкций или изменения рельефа дна при взаимодействии с придонными течениями сами по себе могут обусловить образование восходящих потоков холодных глубинных вод.

Достаточно часто содержание кислорода в глубинных водных массах меньше, а концентрация углекислого газа больше, чем в поверхностных. Иногда в придонных слоях концентрация свободного кислорода вообще падает до нуля. В глубинных водах, как пресных, так и морских водоемов, в некоторых случаях наблюдаются высокие концентрации растворенного сероводорода и аммиака. В этих случаях сброс глубинных вод в поверхностный слой водоема, как правило, сопровождается массовой гибелью водных организмов. Вместе с тем, при прогнозе экологических последствий необходимо учитывать, что при прохождении через технические агрегаты концентрация растворенных газов в глубинной воде может существенно измениться. Например, в результате аэрации на сбросе отработанных вод с производственного объекта сероводород окисляется атмосферным воздухом до серы [11]. При прохождении через теплообменные аппараты из глубинных вод может выделяться значительное количество содержащихся в них углекислого газа и аммиака [12, 13].

Характерной особенностью глубинных водных масс является более высокая по сравнению с поверхностными водами концентрация биогенных элементов. Это явление обусловлено тем, что постоянно какая-то часть органического вещества в виде останков организмов или продуктов их жизнедеятельности (фекалий и др.) под действием гравитационных сил оседает на дно водоемов, где происходит его минерализация. Поэтому в глубинных слоях происходит накопление неорганических соединений азота фосфора и других биогенов.



Именно дефицит этих элементов в поверхностных слоях водоема, где возможен фотосинтез (в фотической зоне), в большинстве случаев лимитирует уровень биологической продуктивности водных экосистем. На участках, где по тем или иным причинам происходит подъем глубинных вод (зоны апвеллингов), в большинстве случаев наблюдаются вспышки развития фитопланктона (микроскопических водорослей). Отмечается и интенсификация роста крупных донных растений — макрофитов. Поэтому наличие в глубинных водах того или иного количества биогенных элементов может иметь весьма важные экологические последствия. При прогнозе этих последствий следует иметь в виду, что, как правило, процессы разложения и минерализации органического вещества в глубинных слоях водоемов вследствие низкой температуры идут с относительно низкой скоростью. Увеличение температуры при подъеме глубинных вод в поверхностные горизонты способствует быстрой минерализации органического вещества. Еще в большей степени этот процесс интенсифицируется при нагреве глубинных вод в промышленных системах охлаждения. В результате концентрация минеральных форм биогенных элементов в процессе технического использования глубинных вод может скачкообразно возрастать. В связи с этим для предварительной оценки экологических последствий по гидрохимическим материалам следует использовать не данные по концентрации неорганических форм биогенов (фосфатов, нитратов и др.) в глубинных водах, а валовое (общее) содержание этих элементов.

Придонные воды могут содержать высокотоксичные для водных организмов и человека вещества, которые в зависимости от их происхождения условно можно разделить на две группы. К первой из них относятся вещества, образовавшиеся в водоеме в результате естественных процессов: сероводород, токсичные вещества иловых вод и др. Вторая группа — это различные загрязнители антропогенного происхождения (тяжелые металлы, нефтепродукты и др.).

Перечисленные выше отличия в физико-химических параметрах среды поверхностных и глубинных горизонтов водной толщи приводят к тому, что экологические последствия функционирования глубинных водозаборов часто носят совершенно иной характер, чем последствия, вызываемые работой аналогичных энергетических и промышленных объектов, забирающих воды из поверхностного слоя.

При работе глубинных водозаборов воздействию подвергаются как формы, обитающие в глубинных горизонтах, откуда вода забирается, так и организмы поверхностного слоя, куда она сбрасывается [9]. Попадая в технические агрегаты, водные организмы в той или иной мере травмируются и частично гибнут. В случае глу-

бинных водозаборов процент гибели организмов при прохождении через технические агрегаты может возрасти. Это связано с тем, что организмы, обитающие на глубине, в большинстве случаев холодолюбивы и хуже переносят резкое повышение температуры, чем организмы поверхностного слоя. Даже в тех случаях, когда техническое использование глубинных вод не сопровождается их подогревом, естественное увеличение температуры при подъеме в поверхностный слой водоема может оказать весьма неблагоприятное воздействие. Например, результаты экспериментов на Черном море показали, что значительная часть зоопланктона (мелких ракообразных, обитающих в толще воды), взятого с глубины 50–70 м из слоя воды с температурой около 8°C, при быстром перемещении его в поверхностный слой моря с температурой более 20°C погибала [9]. Возможно также, что при быстром подъеме организмы глубинных слоев испытывают негативное воздействие, обусловленное не только резким повышением температуры, но и перепадом давления (процессами декомпрессии) [14].

Особое внимание при проектировании глубинных водозаборов необходимо обратить на то, что, хотя количество гидробионтов на глубине в среднем значительно меньше, чем в верхних слоях воды, многие организмы (зоопланктон, рыбы и др.) могут образовывать в глубинных слоях весьма плотные скопления. При работе глубинных водозаборов это может не только привести к массовой гибели организмов, но и существенно затруднить эксплуатацию агрегатов, вызвать серьезные биопомехи. Необходимо подчеркнуть, что в большинстве случаев такие скопления возникают периодически и носят временный характер, поэтому для оценки возможных экологических эффектов недостаточно единичных исследований горизонта водоема, откуда предполагается осуществлять водозабор.

Подъем глубинных вод оказывает существенное воздействие и на организмы, обитающие в поверхностном слое, причем результаты этого воздействия весьма неоднозначны. На большинство форм гидробионтов изменение физико-химических условий среды вызывает негативное воздействие [9] и даже может вызвать их гибель. Так в экспериментах по подъему глубинных вод, проведенных на Черном море, происходящее при этом понижение температуры поверхностных вод сопровождалось массовой гибелью некоторых видов зоопланктона, а также мальков рыб [15]. Скорость роста различных беспозвоночных: баланусов, двустворчатых моллюсков и др., в этих условиях резко снижается [9, 16].

Однако у некоторых групп водной биоты подъем глубинных вод, напротив, стимулирует процессы роста и развития. Подобные явле-

ния наблюдаются у фотосинтезирующих растений, обычно испытывающих недостаток в биогенах. В районе техногенного подъема глубинных вод биомасса фитопланктона может увеличиться на два порядка и более по сравнению с соседними участками акватории [17, 18]. По своей сути эти явления являются одним из видов антропогенного эвтрофирования вод, т.е. нежелательного увеличения продуктивности водных растений в результате внесения в воду дополнительного количества биогенов.

Для того чтобы в полной мере возможно прогнозировать экологические процессы, возникающие при техногенном подъеме глубинных вод, необходимо не только оценить его воздействие на отдельные организмы, но и провести анализ изменений водных экосистем в целом, поскольку эти изменения по своему характеру могут существенно отличаться от тех, которые ожидаются при суммировании отдельных эффектов.

Если глубинный водозабор функционирует постоянно, то в районе сброса отработанных вод формируется специфическая техногенная экосистема. Для нее прежде всего характерна несбалансированность продукционно-деструкционных процессов, заключающаяся в отставании темпов потребления и деструкции (минерализации) органического вещества от скорости его синтеза. С одной стороны, происходит эвтрофирование вод за счет поступления биогенов из глубинных слоев и значительный всплеск биопродуктивности, а с другой стороны, в результате комплекса негативных воздействий численность водных организмов, которые могли потреблять эту массу продуцируемого вещества, сокращается.

Можно предполагать, что в районах сбросов предприятий, использующих глубинные водозаборы, будут возникать высокопродуктивные, но несбалансированные экосистемы. Продуктивность этих экосистем может быть во много раз выше, чем в местах сброса аналогичных объектов, не использующих глубинные водозаборы. Допустимые пределы увеличения уровня первичной продукции для каждого случая можно рассчитать по моделям, основанным на стехиометрическом соотношении Редфилда [19].

Однако экологическая ситуация может быть иной. Если в глубинных водах по каким-то причинам концентрация одного из биогенов низка, то увеличение уровня биопродукции при подъеме этих вод в поверхностный слой не произойдет. В этом случае большое экологическое значение приобретают различные стоки, с которыми недостающий биоген может попасть в район сброса отработанных вод. Не следует ожидать повышения биопродуктивности и в тех случаях,

когда забор воды проводится из подповерхностных слоев водоема, где уровень освещенности еще достаточно велик для осуществления фотосинтеза, то есть тогда, когда водозабор находится в пределах так называемой «фотической зоны». Протяженность этой зоны по вертикали в разных водоемах существенно отличается и в значительной мере зависит от прозрачности вод. Наконец, существенное влияние могут оказывать гидрологические условия. Для развития фитопланктона в богатых биогенами глубинных водах необходимо несколько суток [17]. Поэтому отработанные глубинные воды в течение короткого времени перемешиваются с большим объемом бедных биогенами поверхностных вод, эвтрофирования района сброса также не произойдет.

Возможен другой вариант развития событий: подъем глубинных вод сопровождается бурным развитием бактерий (сапрофитной микрофлоры), а не фитопланктона [17]. Это связано с тем, что бактериальное разложение органической взвеси, оседающей в глубинные слои водоема, тормозится низкой температурой. При подъеме глубинных вод в поверхностный слой происходит бурное развитие бактерий. Более интенсивно этот процесс будет протекать в случаях, когда глубинные воды нагреваются в теплообменных агрегатах. Практическая значимость этого эффекта связана с тем, что количество сапрофитных бактерий в воде (численность сапрофитов) — это один из основных показателей санитарно-гигиенического состояния вод. Без учета особенностей развития бактериальной микрофлоры в поднятых к поверхности глубинных водах возможен необоснованный вывод о сильном загрязнении вод при прохождении их через производственный объект, чего на самом деле в данном случае может и не быть.

Ускоренная минерализация органического вещества в определенной степени способствует увеличению концентрации биогенов. Поэтому вслед за развитием сапрофитных микроорганизмов в поднятой глубинной воде начинает бурно развиваться фитопланктон. При определенных условиях развитие сапрофитной микрофлоры и фитопланктона протекает одновременно [9, 17].

Таким образом, при обосновании экологической безопасности глубинных водозаборов особое внимание необходимо уделять следующим эффектам, специфическим для этого вида гидросооружений:

1. Оценить предполагаемое увеличение концентрации биогенов в районе сброса отработанных глубинных вод и сделать прогноз возможного влияния этих явлений на биопродукционные процессы. Последствиями эвтрофирования этих участков могут являться «цветения» воды и интенсификация зарастания макрофитами.

2. Возрастание продуктивности водной экосистемы при нарушении ее структурно-функциональной организации может привести к несбалансированности продукционно-деструкционных процессов (синтеза органического вещества и его потребления). Следствием этого может стать образование в среде избыточного органического вещества и накопление его в донных осадках [20]. Этот процесс может сопровождаться рядом крайне нежелательных явлений [6, 7], например, возникновением заморов.

3. Глубинные воды могут содержать токсичные вещества как естественного, так и антропогенного происхождения. Поступление этих загрязнителей в поверхностные экосистемы крайне нежелательно.

При оценке экологических эффектов, обусловленных использованием глубинных заборов, возникают трудности, связанные с их нормированием, то есть с решением вопроса в какой степени наблюдающиеся явления соответствуют действующим природоохранным нормативам. Разрешить данную проблему можно рассматривая поступление в поверхностный слой водоема глубинных вод как разновидность его загрязнения — дестратификационное загрязнение [21]. Главной его особенностью является то, что это загрязнение среды происходит только за счет пространственного перераспределения компонентов, присутствующих в этом же водном объекте. В качестве факторов, обуславливающих дестратификационное загрязнение, могут выступать физические, химические и биологические агенты, и эффекты, ими вызванные, по своей сути не отличаются от эффектов, которыми сопровождаются аналогичные виды химического, физического и биологического загрязнения. В связи с этим для оценки отдельных воздействий, обусловленных нарушением стратификации вод, могут применяться уже разработанные и широко используемые нормативы (ПДК, ПДС и др.).

Отдельные эффекты, связанные с функционированием глубинных водозаборов, можно рассматривать как:

химическое дестратификационное загрязнение — эффекты, вызванные изменением химического состава среды в результате ее дестратификации. Увеличение концентрации биогенов в поверхностных слоях водоемов вследствие подъема глубинных вод можно рассматривать как один из видов эвтрофикации — дестратификационную эвтрофикацию;

физическое дестратификационное загрязнение — изменение физических параметров среды, вызванное нарушением ее естественной стратификации. По-видимому, в этой группе наиболее важным является изменение температуры, которое можно рассматривать как дестратификационное термальное загрязнение;

биологическое дестратификационное загрязнение — проникновение в биоценозы и массовое развитие в них чуждых им видов вследствие образования в результате нарушения стратификации условий, подходящих для жизни этих видов в ранее непригодных для их обитания участках среды.

Подобная методология оценки и прогноза экологических эффектов, сопровождающих функционирование глубинных водозаборов, предполагает экологическое обоснование данных видов деятельности, позволяя соотносить прогнозируемые эффекты с правовыми нормами и, следовательно, делать обсуждение экологических проблем более предметным.

Следует обратить внимание на предлагаемый метод оценки последствий функционирования глубинных водозаборов. Как правило, загрязнение водоема со стороны производственного объекта происходит одновременно несколькими путями (смыв с территории, поступление в водоем сточных вод и др.). Введение понятия «дестратификационное загрязнение» позволяет рассматривать экологические последствия глубинных водозаборов в совокупности с другими видами техногенных воздействий и прогнозировать эффекты их совместного воздействия на водные организмы.

Изложенные выше материалы свидетельствуют о том, что применение глубинных водозаборов требует решения ряда дополнительных задач по обеспечению экологической безопасности производственных объектов. Перспективным путем решения этих проблем является создание в местах сброса отработанных глубинных вод хозяйств санитарной аквакультуры, т.е. организация мероприятий по целенаправленному культивированию водных организмов, которые в процессе своей жизнедеятельности поглощают из отработанных глубинных вод нежелательные компоненты [19]. В зависимости от природы веществ, содержание которых в среде необходимо понизить, в санитарной аквакультуре используются самые различные группы организмов. Для борьбы с эвтрофикацией можно использовать макрофиты и планктонные водоросли, поглощающие из среды биогены. Избыток органической взвеси, образующейся в результате бурного развития бактерио- и фитопланктона, можно удалить с помощью организмов фильтраторов, например двустворчатых моллюсков.

В заключении необходимо рассмотреть еще одну сторону проблемы. Подъем богатых биогенами глубинных вод в зону фотосинтеза в настоящее время применяется во многих странах с целью увеличения продуктивности морских хозяйств [5]. Этот прием получил название «искусственный апвеллинг». Вероятно, во

многих случаях при применении глубинных водозаборов сбросные воды промышленных и энергетических объектов целесообразно использовать в этих целях.

Возможно, что в местах сброса отработанных глубинных вод будет экономически выгодно создавать комплексы аквакультуры по типу энерго-биологических комплексов (ЭБК), строительство которых практикуется в районах сброса подогретых вод ТЭС и АЭС [22]. В настоящее время уже имеются некоторые практические разработки. Например, в США обширные морские хозяйства на базе отработанных глубинных вод уже создаются в районах экспериментальных ОТЭС [2, 23].

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Гавриш П.Д., Канарский В.Ф., Кондратьев В.М., Омельченко М.П., Осадчук В.А., Рудаков В.К. Водохранилища и водооградительные сооружения ГАЭС, ТЭС и АЭС. М.: Энергоатомиздат. 1989.
2. Коробков В.А. Экологические аспекты энергетики океана. //Технико-экономические и экологические аспекты использования энергии океана. Владивосток: Изд. ДВН АН СССР. 1985.
3. Ахмедов Р.Б. Возобновляемые горючие энергоресурсы океанов и морей. //Технико-экономические и экологические аспекты использования энергии океана. Владивосток: Изд. ДВН АН СССР. 1985.
4. Суздалева А.Л., Безносков В.Н., Пшеничный Б.П. Применение глубинных водозаборов для компенсации промышленных выбросов углекислого газа в атмосферу. //Природообустройство и экол. проблемы водного хоз-ва и мелиорации. М.: МГУП. 1999.
5. Пшеничный Б.П. Искусственный апвеллинг и возможности повышения биологической продуктивности морских вод. //Антропогенные воздействия на прибрежно-морские экосистемы. М.: Изд. ВНИРО. 1986.
6. Безносков В.Н. Нарушение гидрологической структуры морских водоемов как причина экологических катастроф в настоящем, будущем и прошлом. //Экосистемные перестройки и эволюция биосферы. Вып.3. М.: ПИН РАН. 1998.
7. Безносков В.Н., Железный Б.В. Критический объем нарушения стратификации океана, способного вызвать крупномасштабное изменение баланса продукционно-деструкционных процессов и биогеохимического цикла углерода. //Экосистемные перестройки и эволюция биосферы. Вып.4. М.: ПИН РАН. 2001.
8. Безносков В.Н., Суздалева А.Л. Экологические последствия техногенных нарушений стратификации водоемов. //Инженерная экология. №1 2000.
9. Безносков В.Н. Экологические последствия нарушения стратификации моря. //Автореферат диссертации .... доктора биологических наук. М.: МГУ. 2000.
10. Безносков В.Н., Суздалева А.Л. Понижение температуры поверхностного слоя водоемов как вид термального загрязнения среды. //Водные ресурсы. Т.28. №4. 2001.

11. Поликарпов Г.Г., Веселова Т.В., Лазоренко Г.Е. Об отсутствии токсичности глубинной черноморской воды после удаления сероводорода. //Вестн. АН УССР. №2. 1986.
12. Cohen R. Energy from the ocean. //Phil.Trans.Roy.Soc. London, 1982. V.307. №1499.
13. Кошелева С.И. Формирование гидрохимического режима. // Гидробиология водосемов-охладителей тепловых и атомных электростанций Украины. Киев: Наукова думка. 1991.
14. Мельников В.В., Селивановский Д.А. О возможном механизме формирования скоплений промысловых объектов в районах океанических фронтальных зон климатического происхождения. //5 Всесоюзн. конф. по промысл. беспозвоночным. Тез.докл. М.: 1990.
15. Безносов В.Н., Суздалева А.Л. Воздействие подъема глубинных вод на зоопланктон и личинок рыб поверхностного слоя моря. //Океанология. Т.41. №6. 2001.
16. Безносов В.Н. Особенности роста гидробионтов в зоне искусственного апвеллинга. //Докл. МОИП. Зоология и ботаника. М. 1989.
17. Безносов В.Н. Рост фитопланктона и бактериопланктона в глубинной воде из аэробной зоны Черного моря. //Океанология. Т. 39. № 1. 1999.
18. Безносов В.Н. Рост макрофитов в глубинной воде искусственного апвеллинга из аэробной зоны Черного моря. //Океанология. Т.40. №6. 2000.
19. Суздалева А.Л., Безносов В.Н., Горюнова С.В., Пшеничный Б.П. Оценка влияния глубинных водозаборов электростанций на биологическую продуктивность морских экосистем. //Вестник Российского университета дружбы народов. Серия Экология и безопасность жизнедеятельности. №3. 1998/1999.
20. Безносов В.Н. Процесс детритообразования в условиях нарушения структуры водных масс в морских водоемах. //Экосистемные перестройки и эволюция биосферы Вып.4. М.: Изд-во ПИН РАН. 2001.
21. Безносов В.Н., Суздалева А.Л., Горюнова С.В. Дестратификационное загрязнение среды. // Вестник Российского университета дружбы народов. Серия Экология и безопасность жизнедеятельности. №3. 1998/1999.
22. Гусаров В.И., Семенов В.М., Калмыков А.Е., Фарберов В.Г. Энергобиологический комплекс на Курской АЭС. // Научные обоснования и разработки энергобиологических комплексов. Сб. научн. трудов ин-та Гидропроект. М.: Вып.116. 1986.
23. OTEC aquaculture in Hawaii. Honolulu: 1988.



## **К ВОПРОСУ О ВЫБОРЕ ПРИОРИТЕТНЫХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ КАЧЕСТВА ВОДЫ, ПОДЛЕЖАЩИХ РЕГИОНАЛЬНОМУ НОРМИРОВАНИЮ**

*Кочарян А. Г., кандидат геол.-минер. наук (Институт водных проблем РАН)*

Существующие в РФ нормативы качества природных вод оценивают исключительно их потребительские свойства. Это характеристика их состава и свойств, определяющих пригодность вод для конкретных видов водопользования. В основу нормирования положена система предельно допустимых концентраций (ПДК), основанная на концепции пороговости действия растворенных в воде химических веществ. Ниже этого порога концентрация этого вещества рассматривается как безопасная при неограниченном времени использования воды человеком и при которой сохраняется видовой состав биоценоза, характерного для незагрязненных водных объектов.

В последние годы роль и значение нормативов существенно возросла. Это прежде всего вызвано введением платы за сбросы загрязняющих веществ в водные объекты. На основе существующих ПДК вычисляются базовые нормативы платы за загрязнения, проводится нормирование сбросов, определяется степень пригодности вод для конкретного вида водопользования.

В настоящее время в водах промышленно развитых стран обнаружено около 2 тыс. химических соединений, часть которых обладает токсическими и другими негативными свойствами. Растет и список нормируемых показателей. Уже к 1998 г. в питьевой воде РФ регламентировалось 762 показателя химического загрязнения, а в водных объектах — 1745 гигиенических показателей. Та же тенденция роста контролируемых показателей наблюдается и для эколого-рыбохозяйственного норматива.

Совершенно очевидно, что одновременно контролировать такое количество показателей практически невозможно и тратить ресурсы на разработку нормативов и контроль веществ, имеющих относительно малые значения для безопасного водопотребления на конкретной территории, бессмысленно. На повестку дня стал вопрос о региональном подходе к оценке качества воды. Особенно актуальна эта проблема для России с ее крайним разнообразием геологических, географических, климатических, гидрологических условий и глубокими региональными различиями в степени и характере хозяйственного освоения территории.

Одной из важнейших рекомендаций Всемирной Организации Здравоохранения (ВОЗ) было предложение учитывать конкретные условия территории при разработке национальных стандартов качества вод.

Изданные в 1996 г. СанПиН 2.1.4.559-96 уже содержали рекомендации по порядку проведения расширенных рабочих программ производственного контроля, выявляющих наличие загрязняющих веществ, характерных для конкретных территорий. Однако в СанПиН отсутствовала методика выбора приоритетных показателей, и рекомендации были ориентированны на использование имеющейся статистической отчетности. Ведомственный контроль в РФ традиционно определяет стандартный набор показателей, исходя из предыдущего опыта и своих аналитических возможностей, без строгого учета территориальных особенностей и наличия реальных источников загрязнения водных объектов. Так форма 2ТП-водхоз включает только 43 показателя, службы Гидромета не более 55 показателей, а санитарная служба редко когда определяет более 20 показателей.

В методических указаниях по внедрению и применению СанПиН задача выбора приоритетных показателей конкретизируется: в них указывается на необходимость учёта химического состава поверхностных вод, технологии водоподготовки, возможностей загрязнения в транспортных сетях. Но отсутствует ясное изложение методики и критериев выбора приоритетных показателей.

Непосредственно о региональном нормировании в «Методических указаниях...» говорится только, что оно целесообразно в районах экологического бедствия и чрезвычайных экологических ситуаций, а также на территориях, где суммарное воздействие веществ 1 и 2 классов опасности для населения превышает допустимые суточные дозы (ДСД).

Под допустимой суточной дозой понимается количество вещества, поступающего в организм человека разными путями - с водой, воздухом и пищей в пересчёте на массу тела (мг/кг массы тела), которое может потребляться ежедневно без заметного риска для здоровья на протяжении всей жизни. Такое положение может иметь место достаточно часто и не только в экологически неблагоприятных районах. В некоторых странах, отличающихся как разнообразием природных условий, так и техногенных нагрузок на водные объекты, используют допустимую суточную дозу как основу регионального нормирования. Так в США нормативы содержания токсических веществ, разработанные в отдельных штатах, учитывают особенности использования водных объектов. К примеру, в

табл. 1 даны максимально допустимые концентрации веществ в водах водных объектов, принятые в штатах Вермонт и Северная Каролина, в зависимости от способов их использования и путей их поступления в организм человека (табл. 1).

Таблица 1

*Максимально допустимые концентрации некоторых веществ в воде водных объектов в зависимости от возможных способов поступления (штаты Вермонт и Северная Каролина) и стандарты US.EPA для питьевой воды (MCLG/MCL)*

Вещества	Вермонт		Северная Каролина		Стандарт US.EPA для питьевой воды, (MCLG/MCL) мкг/л
	При потреблении		При потреблении		
	воды и рыбопрод. мкг/л	только рыбопрод. мкг/л	воды и рыбопрод. мкг/л	только рыбопрод. мкг/л	
Барий	н/н	н/н	1000	н/н	2000/2000
Бериллий	н/н	н/н	0,0068	0,117	4/4
Мышьяк	0,02	1,5	н/н	н/н	не уст/50
Бензол	1,2	71	1,19	71,4	0/5
Четырёххлористый углерод	0,25	4,4	0,254	4,42	0/5
Хлордан	0,00057	0,00059	0,000575	0,000588	0/2
Цианиды	700	220000	н/н	н/н	200/200
1,2-Дихлорэтан	0,38	99	н/н	н/н	0/5
1,1-Дихлорэтилен	0,057	3,2	н/н	н/н	7/7
Диоксин	$0,13 \cdot 10^{-7}$	$0,14 \cdot 10^{-7}$	$0,13 \cdot 10^{-7}$	$0,14 \cdot 10^{-7}$	0/0,00003
1,2-Дихлорбензол	2700	17000	н/н	н/н	600/600
1,4-Дихлорбензол	400	2600	н/н	н/н	75/75
Гептахлор	0,00021	0,00021	0,000208	0,000214	0/0,4
Гексахлорбугаднен	0,44	50	0,445	49,7	н/н
Гексахлорбензол	0,00075	0,00077	н/н	н/н	0/1
Никель	610	4600	25	н/н	100/100
Полихлорированные бифенилы	0,000044	0,000045	н/н	0,000079	0/0,5
Полиароматические углеводороды	0,0028	0,031	н/н	н/н	0/0,2
1,1,2,2-Тетрахлорэтан	0,17	11	0,172	10,8	н/н
Тетрахлорэтилен	0,8	8,85	0,8	н/н	0/5
Трихлорэтилен	2,7	81	3,08	92,4	0/5
Винилхлорид	2	525	2	525	0/2

Примечание: н/н - ненормативно

Вопрос о практическом использовании такого принципа в РФ для обоснования регионального нормирования поставлен, по нашему мнению, преждевременно в силу слабой изученности комплексного воздействия веществ, поступающих в организм разными путями и в разных формах. Методика установления ДСД в разных регионах страны не устоялась: приведённые в «Методических указаниях...» (Приложение 6) количественные характеристики ДСД для некоторых загрязняющих веществ одинакова для всех географических зон РФ. При этом не обоснованы пороговые дозы веществ при разных путях их поступления в организм. Принцип выбора коэффициентов запаса направлен на установление безопасных концентраций только для отдельных объектов, многие коэффициенты ещё не установлены. Отсутствует научное обоснование расчётов коэффициентов запаса при переходе от пороговых доз к ДСД с учётом комплексной оценки опасности конкретного вещества. В табл. 2 показано долевое участие потребителей воды нормативного качества в допустимой суточной дозе для человека. При расчёте средний вес человека принимается равным 60 кг, суточное потребление воды — 3 литра. В целом долевое участие потребляемой воды невелико, но явно неприемлемо для As и Ni и существенно для Pb, Cr и Zn. Вероятно, нормативы этих элементов для питьевых вод нуждаются в существенной корректировке. Указанный подход к территориальному нормированию имеет долгосрочную перспективу и не случайно во всех документах современного санитарного законодательства РФ отсутствует признание необходимости применения принципов и методов учёта комплексного воздействия вещества, одновременно поступающего в организм из нескольких объектов окружающей среды.

До сих пор сущность современного подхода к нормированию как гигиенического, так и эколого-рыбохозяйственного заключается в использовании единых для всей территории РФ федеральных нормативов. Выбор же приоритетных показателей учитывает особенности промышленного освоения определённой территории и в меньшей степени природные её особенности.

Исходными материалами при выборе приоритетных показателей могут быть:

сведения о имеющемся контроле сточных вод на предприятиях и общегородских станциях аэрации;

списки показателей, установленных для отдельных отраслей;

списки показателей, подготовленных отраслевыми институтами, которые определили объём необходимого контроля на предприятиях своей отрасли;

Долевое участие воды нормативного качества  
в допустимой суточной фазе для человека

Элемент	Доза, экв. норм. конц.	ДСД мг/кг массы тела	Кол-во в-ва, потр. с водой	Доп. суг. фаза, мг	%
Al	0,025	0,25	1,5	15,0	10,0
Fe	0,01	1,0	0,9	60,0	1,5
Cd	0,00005	0,001	0,003	0,06	5,0
Co	0,005	0,2	0,3	12,0	2,5
Mn	0,005	0,2	1,5	12,0	12,5
Cu	0,05	0,5	3,0	30,0	10,0
Mo	0,0125	0,006	0,75	0,36	2,1
As	0,025	0,002	0,15	0,12	125,0
Ni	0,005	0,005	0,3	0,3	100,0
Hg	0,000025	0,0033	0,0015	0,198	0,75
Pb	0,001	0,0035	0,09	0,21	42,9
Cr	0,0025	0,016	0,15	0,96	25,0
Zn	0,25	1,25	15,0	75,0	20,0

списки показателей, полученных в результате изучения технологических особенностей производства;

списки используемых удобрений, пестицидов и гербицидов.

Для опасных в экологическом отношении отраслей и при недостатке необходимой информации проводится углублённый анализ сточных вод с использованием эффективных методов аналитики: атомной адсорбции, плазменной спектрометрии, хроматографии, хромо-масс-спектрометрии.

Углублённый анализ проводится также при наличии сведений о токсичности, радиоактивности, мутагенности. Для сложных по составу сточных вод предпочтение оказывается специфическим для данного производства ксенобиотикам и веществам природного происхождения повышенной токсичности.

Предлагаемые алгоритмы последовательного выбора веществ позволяют выделить наиболее опасные и значимые из общего списка и сократить их число (рис. 1, 2).

При выборе приоритетных загрязняющих веществ следует учитывать степень их опасности в окружающей среде на основе критериев, отражающих современные представления о неблагоприятных воздействиях веществ на человека и водные организмы.

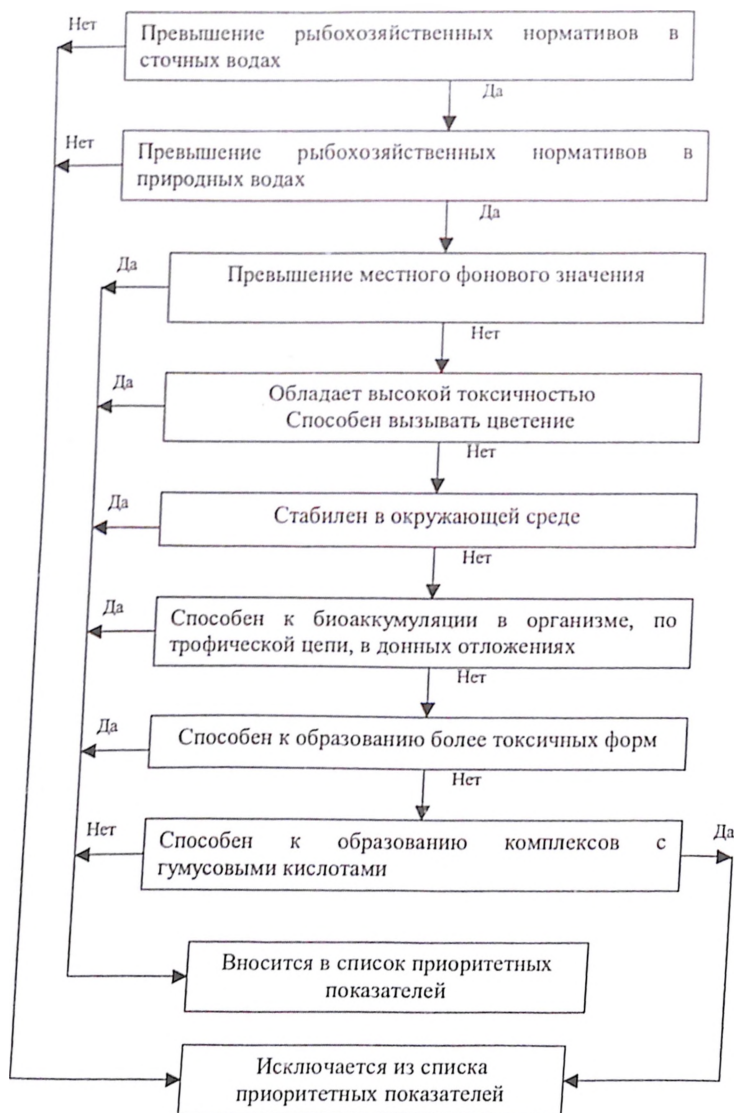
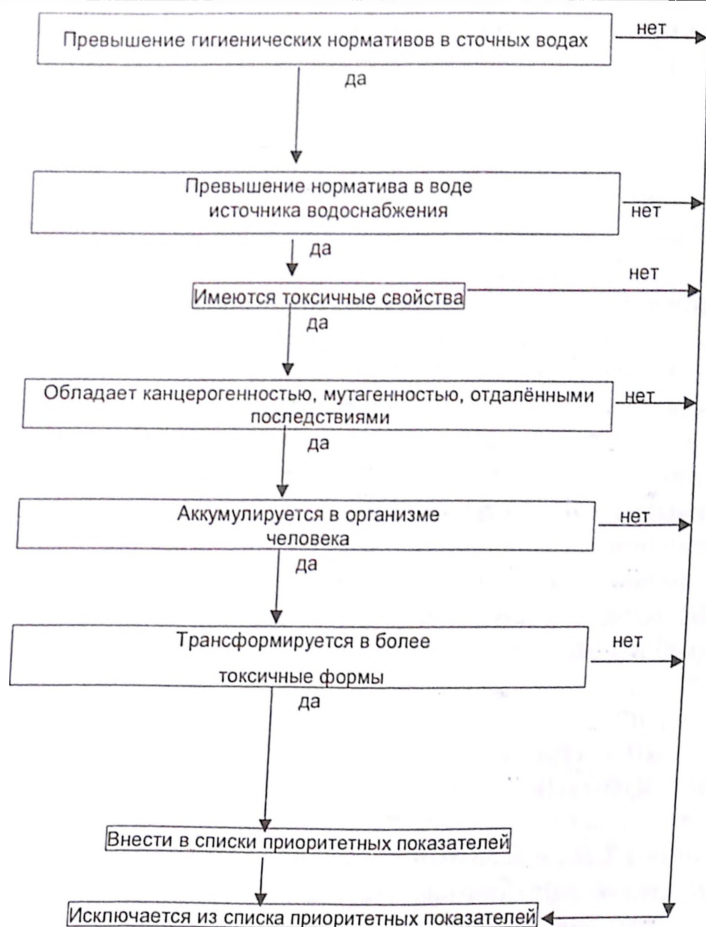


Рис. 1. Алгоритм выбора приоритетных показателей качества воды для экологического контроля водных объектов.

Для человека к числу наиболее значимых критериев относятся: токсичность, канцерогенность, мутагенные свойства, способность к аккумуляции в человеческом организме, способность к трансформации в более токсичные соединения, способность к образованию более токсичных комплексных соединений.

## Экологическая безопасность гидроузлов



**Рис. 2.** Алгоритм выбора приоритетных показателей качества воды для санитарно-гигиенического контроля водных объектов.

Для водных организмов к числу наиболее значимых критериев относится: токсичность, способность вызывать цветение вод, стабильность в водной среде, способность к биоаккумуляции в организмах (по трофическим циклам) и в донных отложениях, способность к образованию более токсичных форм и к комплексообразованию с гумусовыми кислотами.

Особо стоит остановиться на способности многих веществ образовывать комплексные соединения с природными органическими и минеральными веществами. Тяжёлые металлы, образуя такие соединения с гуминовыми и фульвокислотами, резко снижают свою ток-

сичность по отношению к водным организмам. Поэтому высокая способность веществ к образованию комплексов с гумусовыми кислотами позволяет их из списка приоритетных показателей исключить.

Для водных организмов воздействие токсических веществ зависит от физико-химических параметров воды, являющейся средой их обитания, — температуры, минерализации, концентрации главных ионов, органических соединений, щелочно-кислотного равновесия и т. п. Поэтому необходимо проведение экспериментальных исследований по установлению эколого-рыбохозяйственных ПДК для конкретных территорий на природных водах, отражающих химический состав незагрязнённых участков этого района. При выборе тест-объектов для биотестирования выбранных приоритетных показателей учитывается распространённость этого организма на данной территории и его высокая чувствительность к токсическому воздействию выбранных показателей качества.

Эксперименты проводятся согласно «Методическим указаниям по установлению эколого-рыбохозяйственных нормативов (ПДК и ОБУВ) загрязняющих веществ для воды водных объектов, имеющих рыбохозяйственное значение», выпущенных ВНИРО в 1998 г.

## **ИССЛЕДОВАНИЕ ГЕНЕЗИСА СОВРЕМЕННЫХ НАВОДНЕНИЙ И ИХ ЭКОЛОГИЧЕСКИХ ПОСЛЕДСТВИЙ\***

*Авдеева Т.Н., кандидат сельхоз. наук (Почвенный институт им. В.В. Докучаева), Истомина М.Н., инженер, Кочарян А.Г., кандидат геол.-минер. наук, Лебедева И.П., кандидат геогр. наук (Институт водных проблем РАН)*

В настоящей статье приводятся основные сведения по социально-экономическим последствиям наиболее значимых наводнений в масштабе земного шара за 1998 — 2002 гг. Впервые дается представление о генезисе современных наводнений и их географической приуроченности, характеризуются возможные экологические последствия наводнений, а также делается попытка их разделения в зависимости от генезиса наводнений.

Наводнения принадлежат к одним из самых разрушительных природных явлений. В результате действия различных причин и процессов они происходят на всех континентах земного шара. По примерным расчетам общая площадь земель, подверженных в те или иные периоды затоплению, составляет на нашей планете около 3 млн.

\* Работа выполнена при поддержке РФФИ (грант № 02-05-64115)



км<sup>2</sup>, в том числе в России примерно 400 тыс., Китае — 600 тыс., США — 280 тыс., Индии — 250 тыс., Бразилии — 300 тыс. км<sup>2</sup>. На территориях, подверженных периодическому затоплению, проживает около 1 млрд. человек. Несмотря на то, что ежегодно от наводнений гибнут тысячи людей, а убытки от них достигают десятки миллиардов долларов, до сего времени недостаточно внимания уделялось как учету самих наводнений, так и анализу их последствий, составляющие которых достаточно трудно определяемы.

Исследования показывают, что проблема наводнений время от времени привлекала внимание многих ученых. Катастрофические события последних лет во многих странах мира, в том числе и в России, заставили по-новому взглянуть на эту тематику, дав новый импульс в исследовании широкого спектра вопросов, в том числе социально-экономических и экологических.

### *Исследование наводнений и их социально-экономических последствий*

Цельной картины, дающей представление о наводнениях и причиненном ими ущербе в масштабе земного шара за прошлые годы, нет ни в одном литературном источнике. Впервые в мировой литературе авторам удалось охарактеризовать наиболее значимые наводнения\*, произошедшие на земном шаре за последние годы [2]. Эта работа была выполнена на основе банка данных, предоставленного коллективом Дартмутской обсерватории при Гановерском колледже в США. Начиная с 1985 г., сотрудники этой обсерватории собирают материалы по речным наводнениям, используя самые разные источники: официальные правительственные сообщения, данные метеорологических служб, теле- и радионовости, газетные и журнальные ссылки, архивные материалы. Из-за трудностей по сбору такой обширной информации наиболее полные данные по наводнениям имеются в банке только за 1998 — 2002 гг. [9].

Для характеристики наводнений и социально-экономического ущерба нами были отобраны сведения, включающие: страну, где произошло наводнение; время его начала и окончания; причины наводнения; площадь затопления; количество погибших и эвакуированных; ущерб в денежном выражении.

Результаты обработки и анализа фактических данных за 1998—2002 гг., проведенные авторами, позволяют с достаточной степенью достоверности указывать число наводнений, судить об их продолжительности, распределении по материкам, странам и месяцам.

По числу наводнений первое место все годы стабильно занимает Азия. В процентном отношении на долю Азии приходится от 44 до

\* Так как учет небольших наводнений, то есть без человеческих жертв и не причиняющих больших ущербов, во многих странах практически не проводится.

50 % наводнений от общего числа за рассматриваемый период. По другим континентам удельный вес наводнений по годам характеризуется большим разбросом чисел. Так удельный вес наводнений, приходящихся на Северную Америку, колеблется от 9 до 17%, Центральную и Южную Америку — от 7 до 15%, Африку — от 11 до 15%, Европу — от 9 до 14%, Австралию и Океанию — от 2 до 6%. На всех континентах наводнения происходят во все месяцы года. В целом по миру максимальное число наводнений приходится на июнь-август (34%) — в основном за счет Северного полушария; минимальное — на январь-март (17%) — Южное. 72% наводнений имеют продолжительность от 1 до 7 дней, 14% — до 14 дней и 14% — более двух недель, в том числе 5% — свыше месяца. По числу, частоте и разрушительной силе наводнений лидерами оказались 1998 и 2002 — самые теплые годы XX и XXI вв.

За 1998 — 2002 гг. от наводнений в разных регионах земного шара пострадало 128 стран. Наибольшее количество наводнений было отмечено в США и Китае (87 и 85 соответственно). Далее следуют Индонезия — 38, Индия — 36, Вьетнам и Филиппины — по 32, Россия — 31.

Разнохарактерность материала, полученного по отдельным странам из разных источников, и неполнота сведений позволяют дать лишь общее представление о масштабах этого стихийного бедствия и его глобальности. На основании обработанных нами данных по 823 наводнениям следует, что за 1998 — 2002 гг. в мире погибли 48,5 тыс. чел. Из мест постоянного проживания были временно эвакуированы 129 млн. человек. Общий ущерб от наводнений составил 125 млрд. долл.

Данные о площадях затопления, приводимые в материалах Дартмутской обсерватории, имеются менее чем по одной трети наводнений и к тому же, в ряде случаев, характеризуют не общую площадь затопления, а только площадь сельскохозяйственных и в большинстве случаев лишь пахотных угодий, на которых погиб урожай.

### *Генезис современных наводнений*

Систематизация и анализ качественных и количественных данных по странам и континентам за 1998—2002 гг. позволили нам подойти к исследованию численности наводнений каждого генезиса в разрезе континентов, выявлению их продолжительности и сроков наступления по месяцам года.

Теоретически наводнения по генезису можно разделить на вызываемые: 1) затяжными дождями; 2) интенсивными ливнями; 3) таянием снегов; 4) ледовыми заторами и зажорами; 5) нагонами морских и океанических вод; 6) цунами, вызываемыми подводными зем-

летрясениями или деятельностью подводных вулканов; 7) прорывами завальных и ледниковых озер; 8) разрушением плотин и дамб; 9) нерациональной эксплуатацией земель в районах гидротехнических сооружений (ГТС). Практически дело обстоит много сложнее. Так, в период половодья таяние снегов может осложняться выпадением дождей, сильным промерзанием почвы за зиму и т.д. Нередко прохождение половодья осложняется ледовыми заторами. Дождевые паводки по времени могут совпадать с таянием снега в горах. Таких примеров можно было бы привести многие десятки. Установить главную причину наводнения в этих условиях довольно сложно. По характеру имеющихся в нашем распоряжении исходных данных, естественно, довольно трудно представить объективно генезис каждого конкретного наводнения. Тем не менее, в своей работе мы стремились охарактеризовать генезис (или их комплекс) по каждому наводнению.

Систематизация причин речных наводнений в масштабе земного шара показала, что 92 % наводнений за 1998–2002 гг. имели место в результате прохождения дождей. Остальные проценты распределились следующим образом: 4 % — в результате таяние снегов, 2 % — повреждения или разрушения ГТС (техногенные наводнения), 1 % — заторов льда, 1 % — ветровых нагонов. Процентное распределение по материкам и частям света генетических типов наводнений представлено на картодиаграмме (рисунок).

Преобладание дождевых наводнений по отношению к другим типам объясняется их комплексным генезисом. Выпадение дождей разной продолжительности и интенсивности в ряде случаев может сопровождаться таянием снегов, повреждением (разрушением) ГТС или же повышенными сбросами воды в нижний бьеф сооружения, образованием селевых потоков или оползней, прорывами внутриледниковых и завальных озер, нагонами морских волн в устьях рек. Поскольку все выше перечисленные явления происходят на фоне дождевых осадков и ими обусловлены, то мы выделили «дождевую» генетическую группу. Наводнения этой группы имеют самое широкое географическое распределение как в Северном, так и в Южном полушариях и могут наблюдаться круглогодично в масштабе всего земного шара.

В данной статье мы наиболее подробно остановимся на наводнениях дождевого происхождения, имеющих характерную особенность: в большинстве случаев они сопровождается мощными селевыми потоками и оползнями. Этот тип наводнения представлен преимущественно в горных и предгорных районах практически повсеместно. Возникновение при этом селевых потоков, состоящих из смеси воды и твердого материала, придает особую опасность.

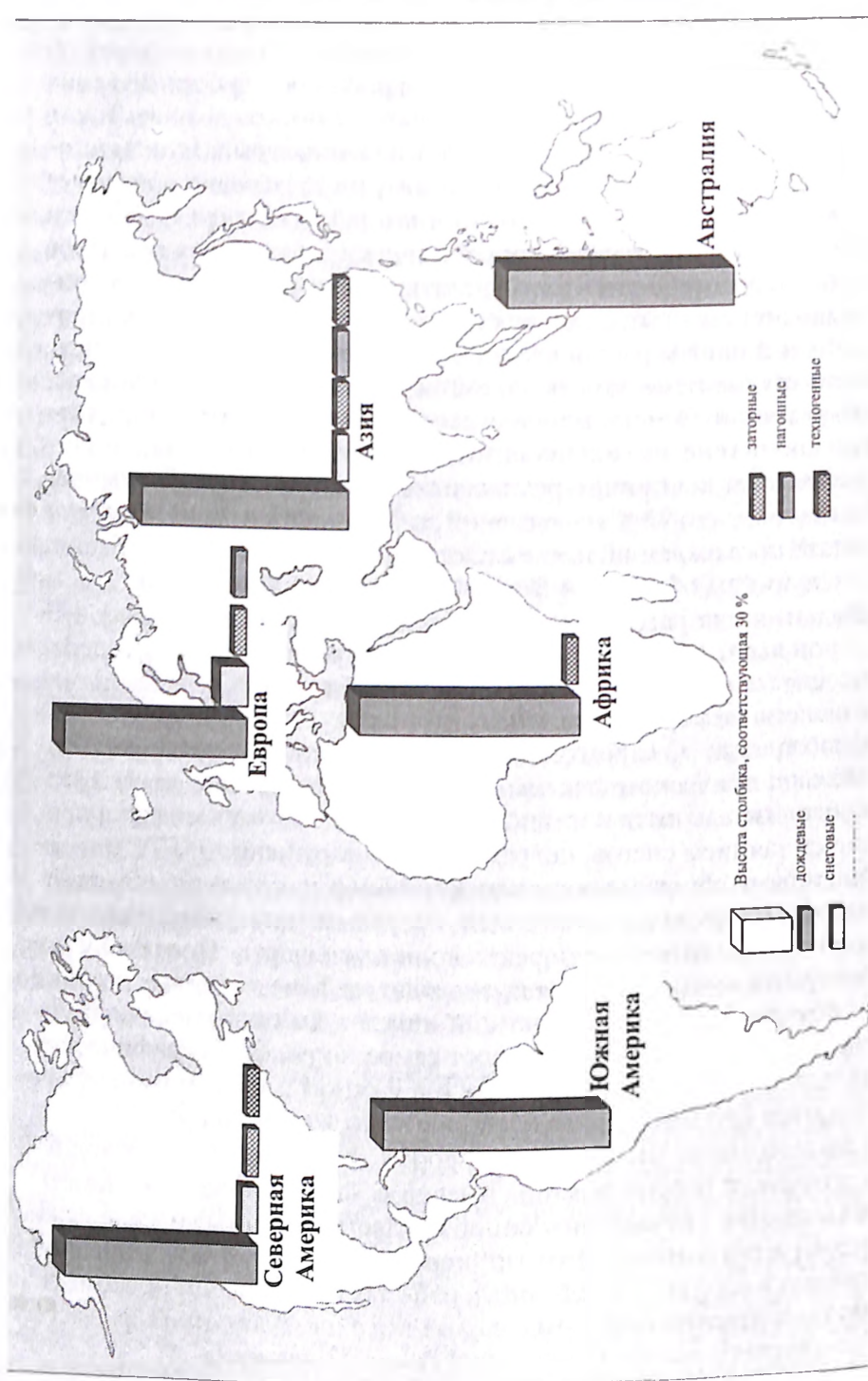


Рис. Картодиаграмма распределения по материкам и частям света генетических типов наводнений (1998-2002 гг.).

Последствия от схода селевых потоков во многом определяются именно их плотностью, которая колеблется от 1100 до 2500 кг/м<sup>3</sup>. В зависимости от состава и плотности селевой массы различают три типа селей: наносоводные, грязевые и грязекаменные [4].

Сели обладают огромной разрушительной силой. Они в состоянии увлекать с собой громадные валуны весом до 190 тонн — высота грязекаменных валов может достигать 6 м. С квадратного километра площади своего формирования сель может выносить 50 — 90 тыс. м<sup>3</sup> рыхлообломочного материалы и горных пород. Длительность прохождения селя обычно составляет 1 — 2 ч, но в отдельных случаях 6 ч и более.

Существенная характеристика селей как стихийных явлений (СЯ) — внезапность и кратковременность, и возможная повторяемость.

После того как селевая масса грязекаменного потока прекращает свое движение, она обезвоживается и застывает наподобие лавы. Это осложняет не только проведение спасательных работ и ликвидацию последствий, но и имеет серьезные экологические последствия.

Один из наиболее селеопасных районов России — Кавказский регион. Сели наблюдаются на Северном Урале, в Забайкалье, на трассе БАМа, в районе Станового нагорья, в Хакасии, на Сахалине и др. Активная селевая деятельность отмечается в Таджикистане: зарегистрировано 340 селеопасных русл. В Киргизии насчитывается более 3000 селеопасных ландшафтов.

Существенно, что сели не наблюдаются в тех горных районах, где выпадает много осадков и развивается богатая травяная и древесная растительность, препятствующая размыву верхних слоев грунта. И, наоборот, там, где идет вырубка лесов, подчас незаконная, увеличивается селеопасность.

Нами были собраны и проанализированы данные о наиболее масштабных как по силе проявления, так и по причиняемым ущербам селевых и оползневых процессах за 1999 — 2003 гг. (до июля включительно). Рассмотрено более 60 случаев. Все они произошли в горных или предгорных районах. География распространения обширна: Америка, Европа, Азия. В большинстве случаев их причиной являются сильные и продолжительные дожди. Проведенное исследование показало, что в основном селевые потоки возникали внезапно, заставая людей врасплох. Но важно отметить, в ряде случаев удавалось дать заблаговременный прогноз и тем самым избежать человеческих жертв.

Из наиболее «катастрофичных» селевых проявлений назовем следующие. В декабре 1999 г. на юго-восточном побережье Венесуэлы в результате ливней, продолжавшихся 11 дней, прошли крупнейшие

за последние 50 лет наводнения с селями и оползнями, во время которых пострадали десятки тысяч человек, в том числе более 30 человек погибли и 150 тысяч остались без крова. Города и поселки превращены в развалины, сели смывали целые районы. Ущерб оценен в 10 млрд. долл. Власти не могли всем оказать помощь. Возникла угроза эпидемии холеры. Была оказана экстренная гуманитарная помощь ООН.

В июле 2000 г. в северных и центральных районах Китая сильные проливные дожди вызвали грязевые сели: погибли 120 человек; 119 деревень погребены под селевыми наносами. Мощности проявления СЯ способствовали экстенсивное сельское хозяйство и вырубка лесов на склонах, что привело к их оголению.

В июле того же года от сильных дождей и формирования череды селей (один из которых продолжался около 5 часов) в г. Тырныаузе (Кабардино-Балкария) были разрушены многоэтажные дома, мосты, дороги, система водоснабжения и другие объекты инфраструктуры. Город оказался изолирован, что затруднило проведение спасательных работ. Самые тяжелые последствия были вызваны первой волной стихии, о которой жители города не были предупреждены. По официальным данным погибли 8 человек и 16 пропали без вести. Прогноз о последующих сходах селевых потоков позволил уменьшить величину ущерба.

Подобными примерами сильнейших наводнений рассматриваемого типа с человеческими жертвами, различными нарушениями окружающей среды и большим экономическим ущербом за 2001–2003 годы можно было бы заполнить многие страницы. Для краткости мы перечислим лишь некоторые страны, где они имели место: Таджикистан, Киргизия, Эквадор, Индия, Корея, Бразилия, Индонезия, Перу, Шри-Ланка.

Фактические данные подтверждают, что в большинстве случаев сход селевых потоков в результате обильных дождей сопровождается человеческими жертвами, ранениями, шоковым состоянием. Этот вид последствий один из самых тяжелых, его относят к демозэкологическим [7]. Несмотря на очевидную угрозу, люди продолжают жить в селеопасных районах. Система мониторинга за СЯ развита слабо или отсутствует, в том числе и из-за труднодоступности затрагиваемых территорий. Вовремя предупредить и эвакуировать людей удавалось лишь в редких случаях. Оценить демозэкологические последствия в денежном выражении крайне сложно, но если бы существовала система страховых выплат, то возможно власти создавали бы зоны, не подлежащие заселению, курортному освоению и т.д.

Очевидно, что для предотвращения и смягчения возможных последствий необходимо: создание возможно более разветвленной сети постоянного наблюдения за факторами и объектами в опасных районах и их картирование; выработка действенной системы оповещения и защиты населения, среды обитания и хозяйства; обоснованная схема использования территорий «риска», учитывающая затраты на реально возможную и эффективную их защиту.

### *Экологические последствия наводнений*

Изучение отечественной и зарубежной литературы, а также сбор дополнительных данных по текущим событиям дали нам возможность обобщить и представить по возможности наиболее полную информацию об экологических последствиях наводнений. Необходимо отметить, что до сего времени этому вопросу в отечественных публикациях уделялось крайне мало внимания, что обусловило его особую актуальность.

В целом к экологическим последствиям наводнений следует отнести:

изменения химического состава воды и резкого ухудшения ее качества;

влияние наводнений на почвы (эрозия и др.);

влияние на русловые процессы;

влияние на растительность;

влияние на животный мир.

Изменения химического состава воды во время наводнений происходят вследствие: поступления в воду частиц почвы и растений с затопленных территорий; выноса подвижных соединений из почвенного и растительного покровов; смыва продуктов антропогенной деятельности на берегах рек; разрушения плотин водохранилищ, хвостохранилищ и отстойников; разрушения канализации, размыва выгребных ям, кладбищ и скотомогильников; смыва мусора и загрязнений с городских, промышленных и селетельных территорий; смыва удобрений, пестицидов и других вносимых в почву веществ с сельскохозяйственных земель и т.д. Особую опасность представляют собой разливы токсичных химических веществ, нефти и нефтепродуктов при разрушении трубопроводов и емкостных резервуаров. При этом количество веществ, попавших в водные объекты, достигает многих сотен тонн. В результате образуются потоки загрязненных вод, отличающихся исключительно нестационарным гидрохимическим режимом, который трудно поддается контролю.

Самые тяжелые экологические последствия такого рода, которые непосредственно сказываются на качестве и санитарно-эпиде-

миологическом состоянии вод, наблюдаются при катастрофических летне-осенних дождевых наводнениях, особенно интенсивных весенних половодьях и заторах льда. Так в мае 2001 г. во время заторного наводнения на р. Лене в Республике Саха (Якутия) мощные глыбы льда повредили несколько резервуаров с нефтью, в результате чего в воду реки поступило свыше 9 тыс. тонн нефтепродуктов. Отбор проб в пределах городской черты Якутска показал содержание нефти в 230 раз больше ПДК [5].

Химический состав воды в реках, озерах и водохранилищах также может изменяться во время прохождения особенно сильных нагонных наводнений, образования волн-цунами и дождевых паводков со смерчами в прибрежной полосе, при которых морские и океанические воды могут проникать в глубь территории на десятки километров.

Наводнения оказывают существенное влияние на почвы, их свойства и уровень плодородия. Экологические последствия наводнений носят как позитивный, так и негативный характер и отчетливо проявляются на территориях речных пойм.

Устойчивость пойменных ландшафтов к наводнениям зависит от нескольких факторов: интенсивности наводнения, длительности затопления, времени (сезона) наводнения, мощности и состава аллювиальных наносов, рельефа пойм, физических и химических свойств почв, особенностей растительного покрова.

К положительным следствиям небольших и средних по интенсивности паводков и половодий в речных долинах следует отнести выравнивание рельефа поймы, обогащение почв плодородными пылевато-иловатыми частицами и органическими остатками (например, Волго-Ахтубинская пойма), удаление легкорастворимых солей, насыщение почв пресной водой, гибель сорных растений и вредителей сельскохозяйственных культур.

Отрицательные последствия, обусловленные катастрофическими наводнениями с высокими скоростями потока, выражаются в развитии процесса водной эрозии, частичной или полной потере плодородного гумусового слоя почв (например, в сельскохозяйственных районах Приморского края). В результате длительного затопления земель паводковыми водами происходит минерализация почвогрунтов, в результате чего происходит переход земель одного типа в другой, непригодный для сельскохозяйственного производства. Кроме того, продолжительное затопление влияет на уплотнение почв, что негативно сказывается на уровне их плодородия. После схода селевых потоков происходит погребение почв под слоем грязи и камней.



Влияние наводнений *на русловые процессы* может выражаться в изменении геоморфологии долин и прибрежных участков, подверженных затоплениям. Появляются новые рукава и углубляются существующие. Кроме того, русло реки на отдельных участках может полностью поменяться, образовав новое ложе (например, р. Хуанхэ в Китае). При заторных наводнениях под механическим воздействием больших скоплений льда происходит деформация речных долин, срезка небольших островов и осередков в руслах рек (например, на р. Лене).

Наводнения приводят к обострению экологической напряженности, связанной с усилением опасных проявлений русловых процессов. Это, прежде всего, активизация процессов размывания берегов под влиянием водного потока. Особенно опасны эти явления для широкопойменных долин, сложенных легкоразмываемыми породами. По существующей классификации по опасности проявления русловых процессов участки рек в таких долинах считаются неустойчивыми (4 балла) и слабоустойчивыми (3 балла). Кроме размыва происходит заиление и разрушение водозаборных и портовых сооружений, коммуникаций, опор мостов и ЛЭП, потери земельных угодий, мест рекреации. В целом активизация русловых процессов носит негативный характер и приводит к большим материальным затратам. В значительной степени указанные процессы поддаются прогнозу [3].

При рассмотрении влияния наводнений *на растительность* в первую очередь следует рассматривать заливные луга в долинах рек. Продуктивность растений на затопляемых угодьях во многом зависит от сроков затопления полыми водами во время весеннего половодья, глубины затопления, уровня грунтовых вод, температуры поймы воды и почв, мощности и состава аллювиальных наносов, а также от видовых особенностей растений.

Исследования показывают, что затопление поймы на срок 10–20 суток не нарушает развития луговой растительности, а в послепаводковый период наблюдается быстрый рост ее благодаря хорошему увлажнению. При продолжительности половодья более 50 дней наблюдается угнетение роста и развития растений, часто сопровождающееся их гибелью.

Устойчивость растений к различной длительности затопления в значительной степени зависит от того, когда начинается период их вегетации: до наводнения, во время или после наводнения. Особенно негативные последствия на сельскохозяйственные культуры оказывают летние дождевые паводки, следствием которых может быть частичная или полная потеря урожая.

Любое по времени и продолжительности наводнение приводит к вытеснению воздуха из почвы. Поскольку в почве прекращается газообмен и в воду поступает углекислота от корней растений, они отравляются продуктами собственной жизнедеятельности. Поэтому особенное значение имеет скорость водного потока. Выявлено, что наихудшим образом растения переносят стоячую воду, тогда как в проточной воде они могут выдержать достаточно длительное затопление (например, пойменные леса — ольха черная, береза пушистая, ива остролистная — до 3 — 5 месяцев) [8].

Аналогичные ситуации складываются при завальных наводнениях на некоторых реках в Северо-Западной Сибири. Во время сильных ливней из стволов подмытых деревьев и лесного мусора образуются «плотины», приводящие к длительным затоплениям и гибели древостоя, подъему уровня грунтовых вод, заболачиванию почв на площади в сотни тысяч гектаров. Кроме того, значительный ущерб при этом причиняется и пойменным лугам, на которые вода выносит большое количество песка и ила [1].

Специальных исследований, посвященных вопросу влияние наводнений на *животный мир*, не проводилось. В целом можно сказать, что наводнения, по-видимому, благоприятно сказываются на отдельных видах водоплавающих птиц и животных. С затоплением и подтоплением территорий расширяются зоны выплода комаров. Однако для большинства животных наводнение — это бедствие. На окружающих водой возвышенностях ищут спасения кабаны, лоси, лисицы, зайцы и другие постоянные обитатели речных долин.

Во время катастрофических наводнений часто гибнут дикие и сельскохозяйственные животные. После спада воды многие виды животных вынуждены мигрировать в другие районы из-за недостатка питания, а для сельскохозяйственных приходится закупать корма вследствие затопления естественных кормовых угодий. Ухудшение качества воды в водных объектах неблагоприятно сказывается на состоянии целых популяций рыб, птиц и животных. Особенно опасно для животного мира загрязнение природных вод токсичными веществами, нефтью и нефтепродуктами, что может привести к их массовой гибели.

Среди немногочисленных материалов о влиянии наводнений разного генезиса на животный мир отметим следующий интересный факт. Одним из негативных проявлений наводнений, вызываемых цунами на тихоокеанском побережье, — гибель каланов. Так на острове Уруп после одного из цунами наблюдалось сокращение численности этих животных. Однако впоследствии урупское стадо быс-

тро восстановилось. Было предположено, что цунами не только разрушают, но и «созидают»: они поднимают с глубин огромное количество донных отложений, перепахивая, удобряя, обновляя шельф, что способствует бурному развитию фито- и зоопланктона, что способствует росту кормовой базы [6].

### **Выводы**

1. Несмотря на огромную разрушительную силу и негативные последствия наводнений, в числе которых гибель людей, животных, растений, сельскохозяйственных угодий, возникновение катастрофических аварий, потери жилого фонда и т.п., социально-экономические и экологические вопросы, связанные с ними, не получили должного освещения в мировой литературе. Кроме Дартмутской обсерватории при Гановерском колледже (США) и Института водных проблем РАН комплексное исследование наводнений и их социально-экономических и экологических последствий нигде не проводится.

2. Изучение генезиса наводнений, произошедших в 1998–2002 гг., показывает, что более 90% зарегистрированных наводнений имеют условно «дождевое» происхождение. Одни из наиболее опасных наводнений этого типа — с селями и оползнями.

3. Основными экологическими последствиями «катастрофических» наводнений являются: ухудшение качества воды, эрозия почв, гибель растений и животных. В отдельных случаях при небольших по интенсивности наводнениях наблюдается улучшение свойств почв, растительного лугового покрова и т.п.

4. В систему мероприятий по защите от наводнений должны быть вовлечены как государственные и общественные организации, так и физические лица. Успешная работа такой системы может быть достигнута при активном сотрудничестве местных органов управления с отделениями МЧС и Гидрометеослужбы.

### **ЛИТЕРАТУРА**

1. Авакян А.Б., Полошкин А.А. Наводнения. М.: Знание. 1989.
2. Авакян А.Б., Истомина М.Н. Наводнения как глобальная многоаспектная проблема // Вестник РАН. 2002. Т. 72. №12.
3. Беркович К.М., Чалов Р.С., Чернов А.В. Экологическое русловедение. М.: ГЕОС. 2000.
4. Виноградов Ю. Б. Этюды о селевых потоках. Л.: Гидрометеоиздат. 1980.
5. Воробьев Ю.Л., Акимов В.А., Соколов Ю.И. Катастрофические наводнения начала XXI века: уроки и выводы. М.: ООО «ДЭКС-ПРЕСС». 2003.
6. Газета «Известия» 2/Х-76 г., № 233 (18381). После цунами.
7. Малик Л.К. Причины и последствия наводнений. // Научно-технический

и производственный сборник. «Безопасность энергетических сооружений». М.: ОАО «НИИЭС». Вып. 11. 2003.

8. Нежиховский Р.А. Наводнения на реках и озерах. Л.: Гидрометеиздат. 1988.

9. Global Register of Large River Flood Events (1998-2002). <http://www.dartmouth.edu/~floods/>

## ГИДРОБИОЛОГИЧЕСКИЙ МОНИТОРИНГ ВЫЖИВАЕМОСТИ РЫБНОГО СТАДА И ПЛАНКТОНА НА НИЗКОНАПОРНЫХ ГЭС И ПЭС

*Усачев И. Н., кандидат техн. наук (ОАО «НИИЭС»)*

Исследования по изучению выживаемости рыбного стада и планктонных сообществ на низконапорных гидроэнергетических установках проводились на Нижне — Туломской ГЭС и на Кислогубской приливной электростанции (ПЭС) в 1924—2001 гг. [1 — 5].

Изучение планктона на Нижне — Туломской ГЭС было проведено в 1996 г. по заданию ОАО «Колэнерго» ведущими специалистами биофака МГУ им. М.В. Ломоносова с участием автора.

Работу проводили путем отбора проб в водохранилище и на выходе из здания ГЭС (сеть с ячейками размером 168 микрон) после прохождения планктона через поворотно-лопастную турбину мощностью 50 тыс. кВт при расчетном напоре 17,5 м. (рис. 1), [1].

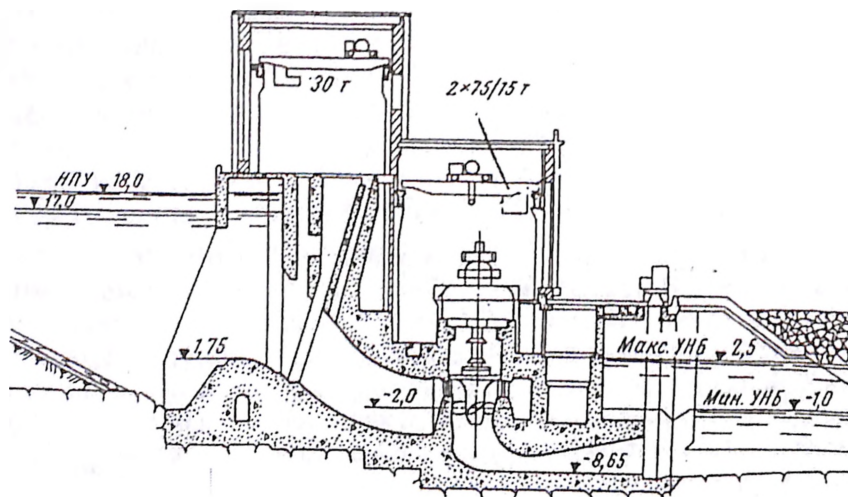
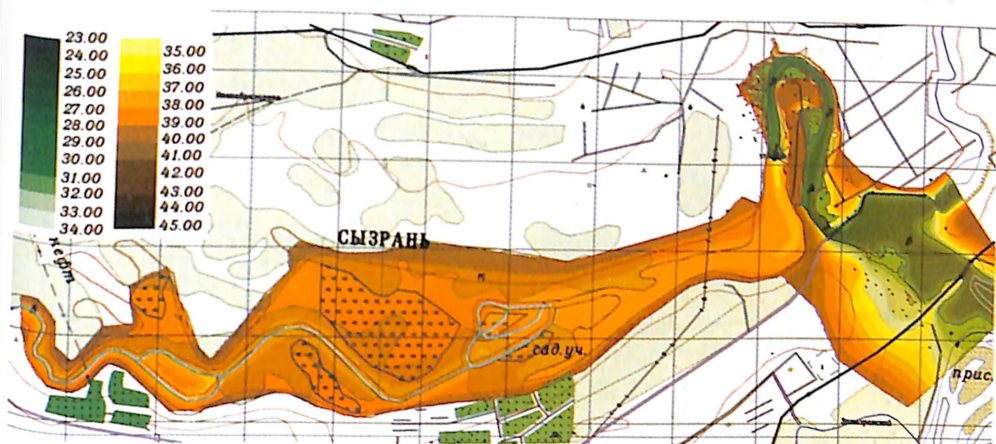
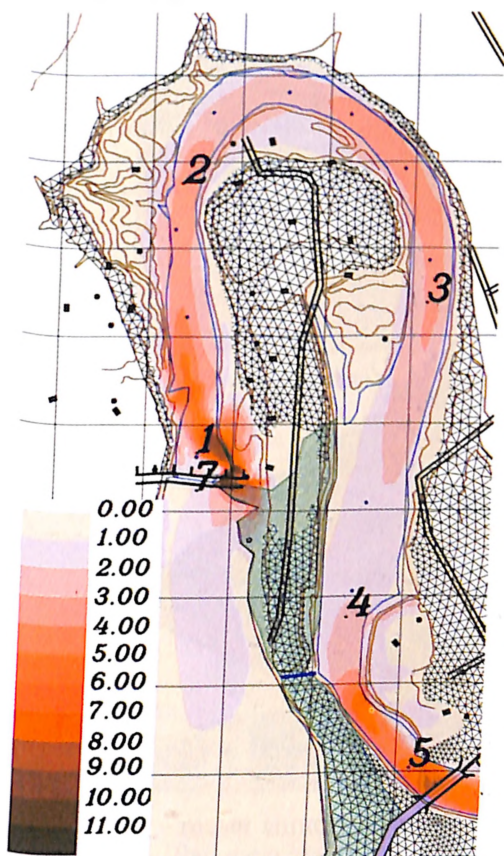


Рис. 1. Здание Нижне-Тулумской ГЭС (разрез по оси гидроагрегата)



Топографическая карта и рельеф земной поверхности на расчетном уровне (вариант с заиленным водохранилищем). Шаг координационной сетки — 1 км



Максимальные скорости течения (м/с по шкале) для наихудшего сценария (глубокое водохранилище)

(к статье Беликова В.В., Прудовского А.М., Третьюхиной Е.С., Орлова А.В., Радкевича Д.Б.)

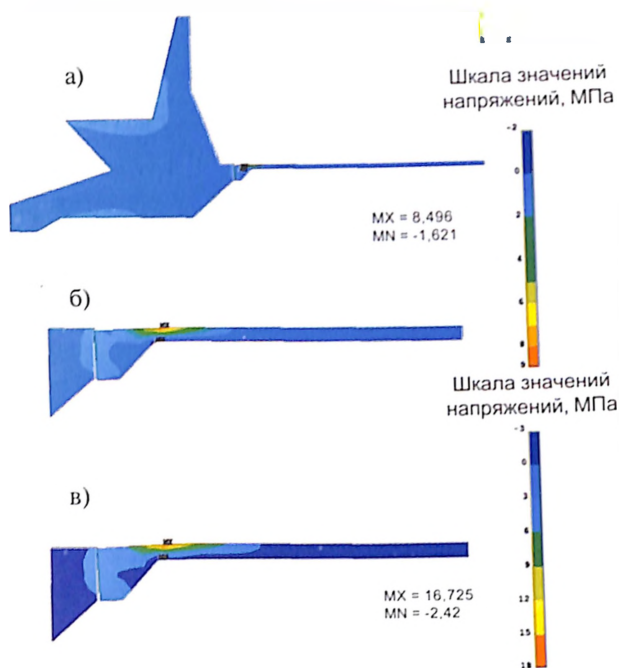


Рис. 4. Распределение значений максимальных главных напряжений  $\sigma_1$  в конструкции подпорной стены и понура

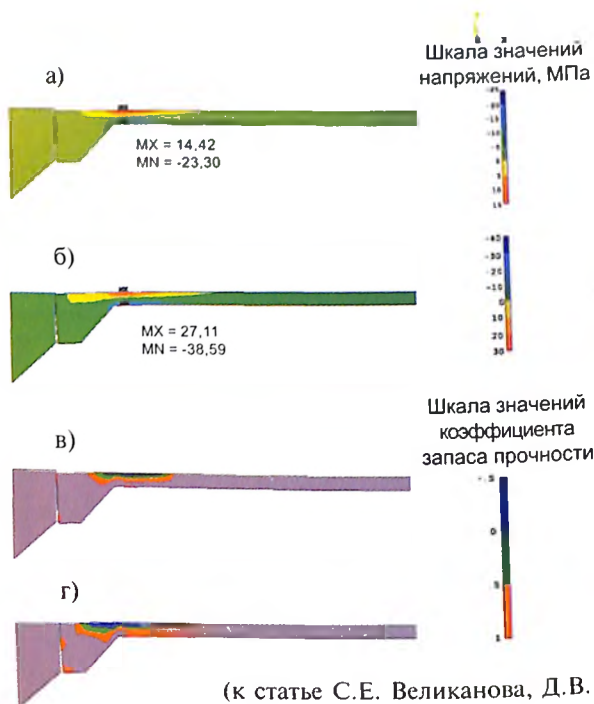
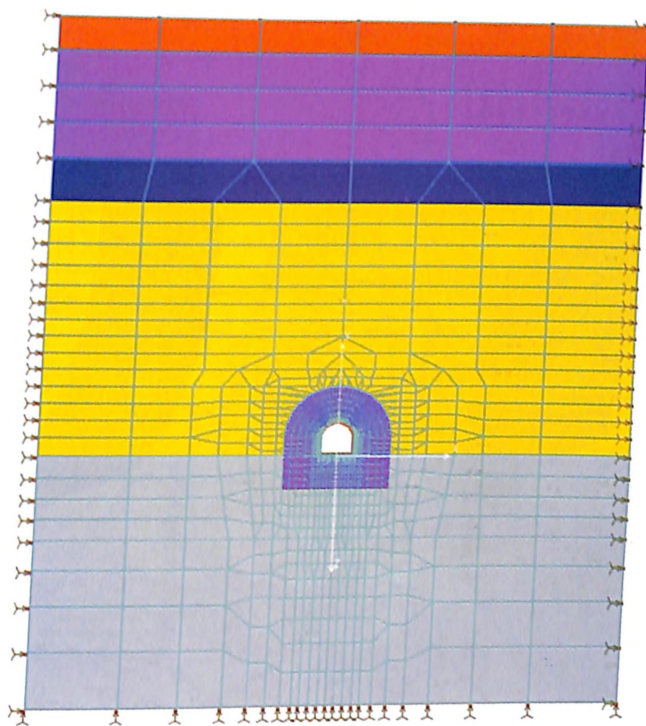
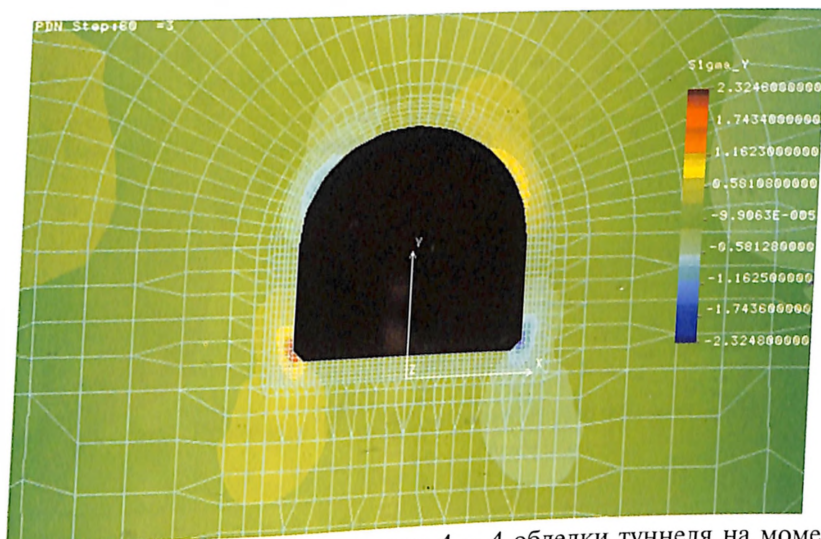


Рис. 5. Оценка прочности конструкции плиты понура

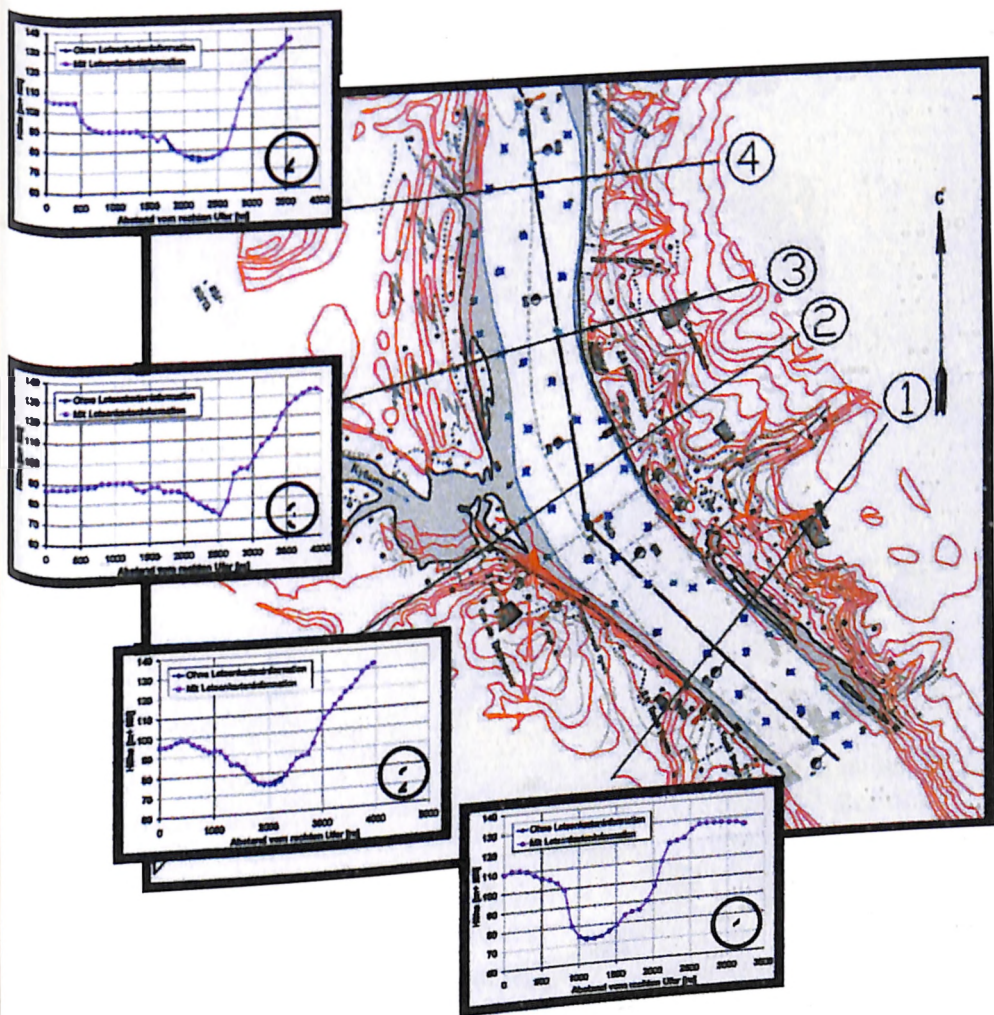
(к статье С.Е. Великанова, Д.В. Николаева)



Расчетная область в зоне противодинамической завесы  
 вокруг обделки туннеля в сечении 4 – 4

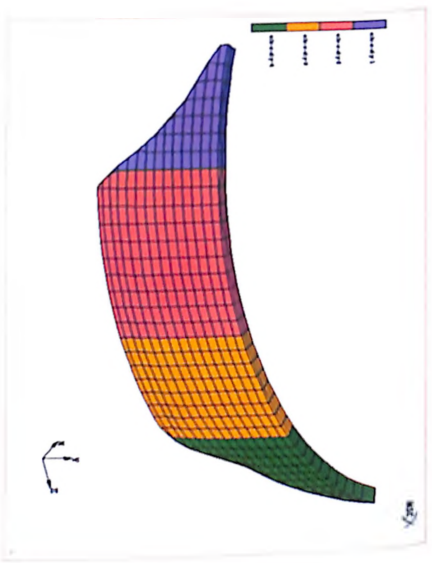


Динамические напряжения в сечении 4 – 4 обделки туннеля на момент  
 времени  $t=0,96$  сек ( $\text{тс/м}^2$ )  
 (к статье Горбова В.А., Беднякова В.Г.)

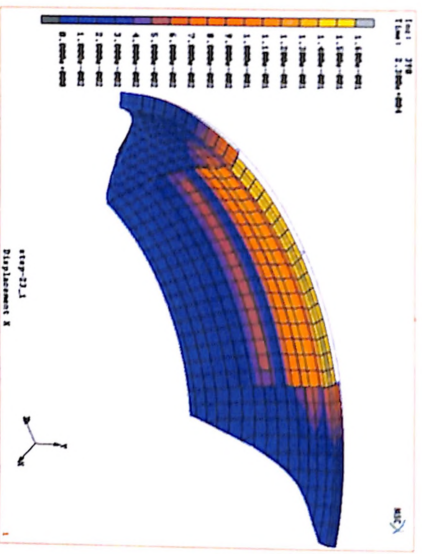


Указание расположения профилей на плане  
 (к статье Румянцева И.С., Пручкина С.И., Щербакова А.О.)

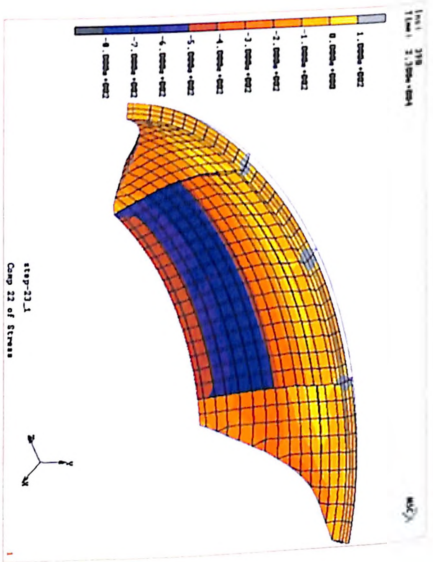




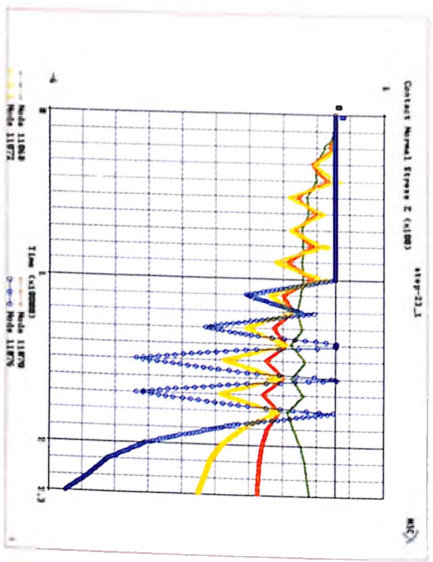
Разбивка плотинны на контактируемые блоки



Изохромы смещений вдоль потока при УВБ 540 м



Изохромы вертикальных напряжений (0,01 МПа) на нижней грани плотинны при УВБ 540 м

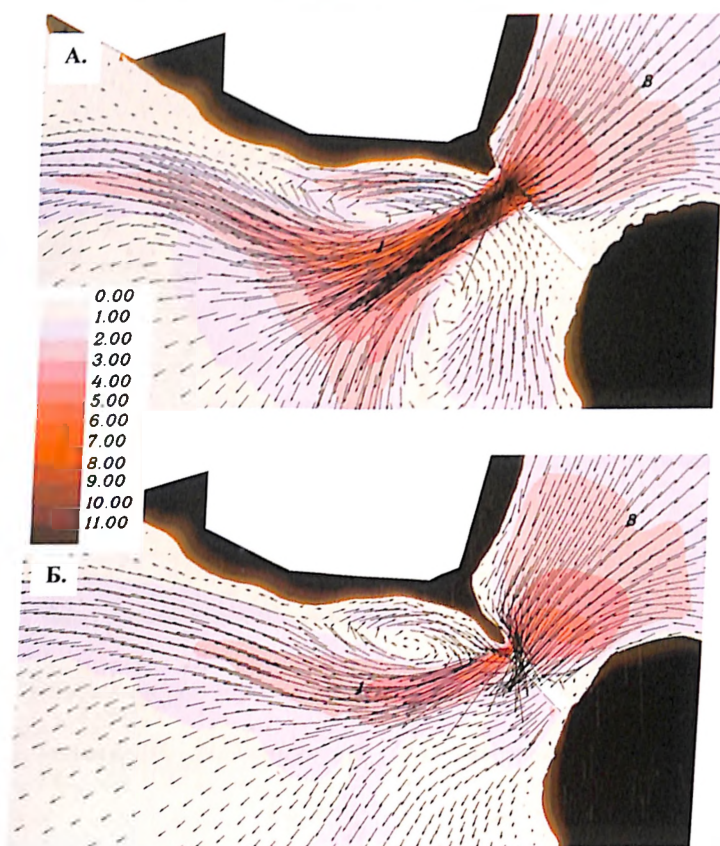


Изменение по этапам нормальных контактных напряжений (0,01 МПа) на различных отметках в ключевом сечении плотинны

(к статье Бронштейна В.И., Грошева М.Е., Султанбекова Р.Р.)



Глубины затопления в нижнем бьефе Саратовского гидроузла при расходе 70 000 м<sup>3</sup>/с (г. Балаково)



Поле скоростей течения у Саратовской ГЭС при наличии прорана.  
А — сценарий III; Б — сценарий V

(к статье Беликова В.В., Кочеткова В.В., Родионова В.Б., Третьюхиной Е.С.)

Пробы планктона также отбирали на акватории нижнего бьефа с глубин до 5,0 м (рис. 2).

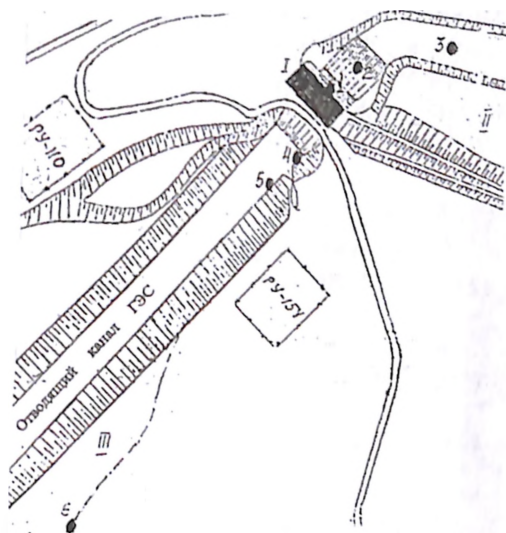


Рис. 2. Положение планктонных станций на Нижне-Тулумской ГЭС. I — здание ГЭС; II— водохранилище; III — нижний бьеф (Кольская губа) 1, 2, 3, 4, 5, 6 — планктонные станции.

Обработка планктонного материала осуществлялась в МГУ по методике ВНИРО.

В водохранилище Нижне-Тулумской ГЭС суммарная численность всех групп зоопланктона составила в среднем 5833 экз./м<sup>3</sup>. Все пойманные планктеры были активны и плавали в толще воды.

В нижнем бьефе, непосредственно за зданием ГЭС, наблюдалось уменьшение численности зоопланктона, и по мере удаления от здания ГЭС численность организмов продолжала снижаться.

Общее количество животных планктона (живых и мертвых) в нижнем бьефе при работе всех четырех турбин ГЭС во время отлива непосредственно за зданием ГЭС (станция 4, рис. 2) в сравнении со средней численностью животных в водохранилище снизилось в 1,9 раза, далее (на станции 6) в 4,9 раза. При этом во всех пробах из нижнего бьефа большую долю составляли мертвые животные. Количество живых особей по сравнению со средней численностью в водохранилище непосредственно за зданием ГЭС уменьшилось в 4,2 раза, ниже, на станции 6, — в 6,7 раза.

Во время прилива общая численность животных, живых и мертвых, на тех же станциях в нижнем бьефе оказалась ниже, чем во время отлива. Так, на станции 4, ближайшей к зданию ГЭС, общее количество животных по сравнению с их численностью в водохранилище уменьшилось в 5,9 раза, на наиболее удаленной от здания ГЭС станции 6 — в 19,7 раза, а при учете только живых — соответственно в 6,7 и в 28 раз (рис. 3).

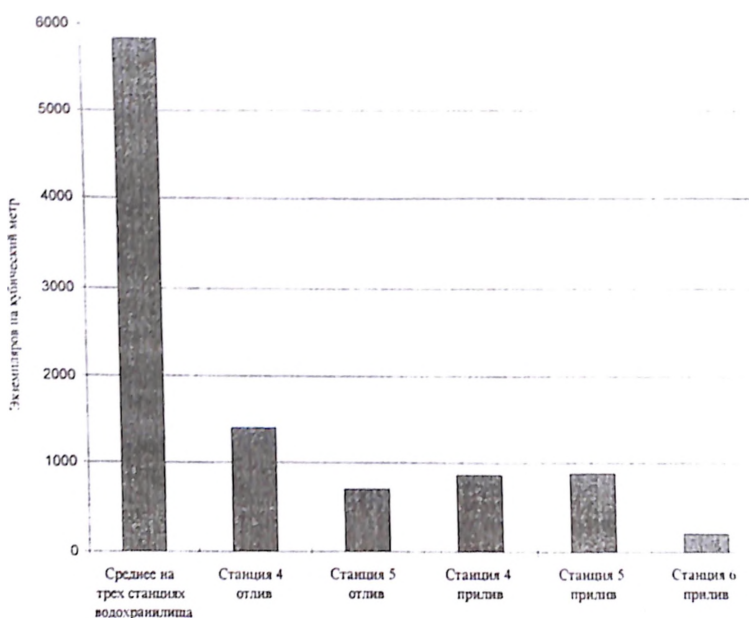


Рис. 3. Численность живых планктеров в водохранилище и нижнем бьефе Нижне-Тулумской ГЭС (данные Н.М. Перцовой).

Доля погибших животных в пробах во время отлива оказалась выше, чем на приливе. Возможно, что уменьшение доли мертвых животных на приливе связано с возвратом опустошенной речной воды, поскольку животные, прошедшие через турбины, но уцелевшие во время отлива, выносятся за пределы нижнего бьефа и гибнут от травматизма.

При прохождении через турбины не только уменьшается численность животных, но часть их просто исчезает, что можно объяснить разрушением в турбинных водоводах. При этом не только уменьшается численность животных, но изменяется соотношение разных групп, входящих в зоопланктон.

Так, в водохранилище доминирующей группой зоопланктона являются коловратки, среди которых преобладают беспанцирные формы. На втором месте — ветвистоусые рачки-клароцеры, на третьем — веслоногие рачки-копеподы. В нижнем бьефе доля коловраток сокращается, и доминирующей группой становятся копеподы. По-видимому, хитиновый экзоскелет, которым обладают эти животные, лучше предохраняет их от разрушения в водах, чем животных, имеющих менее защищенное тело (коловратки, клароцеры).

Результаты обработки проб замеров позволили оценить выживаемость животных зоопланктона от травм в турбинном водоводе ГЭС в количестве 76–96%, что совпадает с данными исследований на ГЭС Ангары и Енисея.

Исследования прохода рыбных стад и выживаемости планктона в губе Кислой и на Кислогубской ПЭС осуществляются уже на протяжении 77 лет.

Мониторинг экосистем на Кислогубской ПЭС ведется с 1924 г., задолго до начала строительства, осуществляется на региональном (природохозяйственном) и биологическом уровнях и позволяет всесторонне обосновать строительство морских энергетических объектов и определять их влияние на окружающую среду.

Исследования на Кислогубской ПЭС проводились под эгидой и с участием институтов Гидропроект и НИИЭС с привлечением 22 ведущих специализированных организаций РАН и других ведомств [2].

В 90-х годах XX века исследования на ПЭС постоянно вели Мурманский морской биологический институт (ММБИ) и биофак МГУ им. М.В. Ломоносова с использованием заложенных с 1983 г. 54 бентосных и 40 планктонных биостанций в бассейне и на прилегающей к ПЭС акватории (рис. 4). Исследования на постоянной основе проводит расположенное на территории ПЭС отделение Полярного института океанологии и рыбного хозяйства (ПИРО).

На ПЭС планктонные исследования ведутся при стабильном водообмене бассейна с морем и при проектных режимах ПЭС при пропуске воды по схеме «море — бассейн — море». В турбинном водоводе планктон проходит через отсасывающую трубу с капсульным горизонтальным гидроагрегатом с поворотной — лопастным рабочим колесом диаметром 3,3 м при приливе — отливе с максимальной амплитудой 4,0 м. (рис. 5) [2]. Отбор и обработку проб осуществляли на входе и выходе из отсасывающей трубы по такой же технологии, как и на Нижне — Туломской ГЭС.

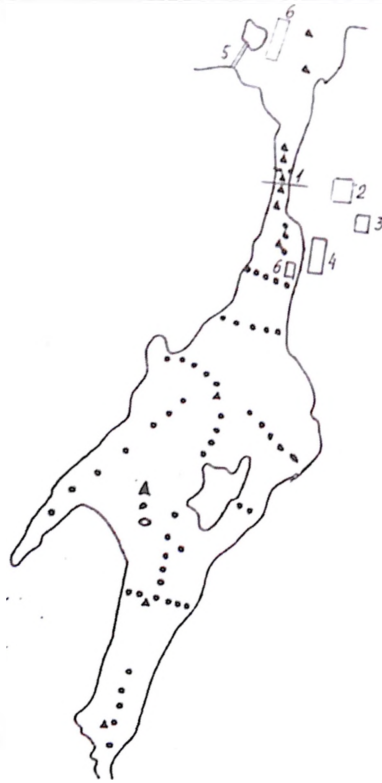


Рис. 4. Обеспечение экологического мониторинга на Кислогубской ПЭС: • — бетонные станции;  $\Delta$  — планктонные станции, 1 — плотина; 2 — база ОАО «НИИЭС»; 3 — гидрометеостанция; 4 — база ПИНРО, 5 — планктонная сетка; 6 — опытные садки лососевых.

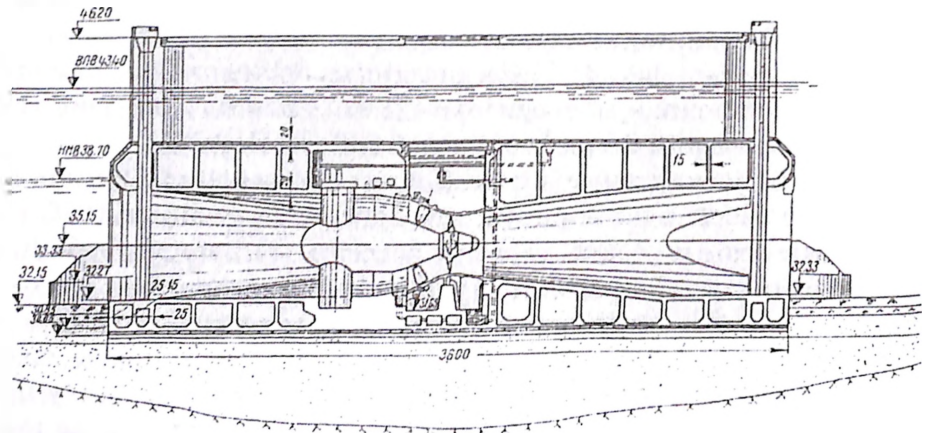


Рис. 5. Здание Кислогубской ПЭС (разрез по оси капсульного гидроагрегата).

Ранее описанные испытания проводились как при работающей на ПЭС новой электролизной установке, вырабатывающей гипохлорид для отпугивания личинок обрастателей, так и при ее отключении.

При этом, при режиме пропуска воды через свободный от гидроагрегата донный водовод (идентичный по геометрической форме турбинному), при перекрытом турбинном водоводе и неработающей электролизной установке, потери зоопланктона только от гидродинамического воздействия потока и механического от конструкции самого водовода составили около 2,0 %.

В режиме пропуска потока через донный водовод и турбинный с заторможенным агрегатом (лопасти были приварены к облицовке камеры рабочего колеса) при включенной, либо отключенной электролизной установке потери зоопланктона были разделены на химическую и гидродинамическую (вместе с механической) составляющие. Так, при отключенной установке потери зоопланктона от механического воздействия конструкции водоводов, заторможенного агрегата и гидродинамического потока составили в среднем 6,5%. Сравнение этих данных с потерями зоопланктона при проходе только донного водовода (2%) показывает, что потери зоопланктона от прохода через турбину и ее направляющий аппарат составляют около 4,5%, причем эти потери на 90% приходятся на ракообразных зоопланктона.

В режиме работающей электролизной установки при свободном пропуске воды через турбинный водовод с заклиненным рабочим колесом потери зоопланктона в пробах воды, взятых вблизи здания ПЭС с интервалом в 1 час, составили 16,5 – 26,6%, а через 3 часа 40,3 – 52,2%.

С учетом этих данных значения потерь зоопланктона при неработающей электролизной установке (6,5%), имеем значения его потерь (только вследствие режимной работы электролизной установки) 10 – 29% [1].

Таким образом, многократные испытания показали, что при пропуске воды через ПЭС потери зоопланктона не превысили 4,5%, а при работающей одновременно с гидроагрегатом электролизной установки для защиты ПЭС от биологического обрастания составили в среднем 12%. Эти результаты подтверждаются исследованиями численности зоопланктона на акватории моря и в бассейне ПЭС (рис.6), [1].

Плотина ПЭС осложняет проход рыбы из моря в бассейн и дальше в реку, однако, как показали теоретические данные и натурные испытания треста «Севрыба» на Кислогубской ПЭС (пропуск рыбы через плотину ПЭС с последующим отловом), промыс-

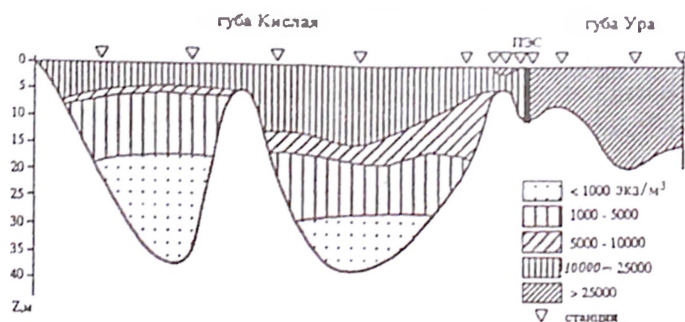


Рис. 6. Вертикальное распределение численности зоопланктона в акватории у Кислогубской ПЭС.

ловые рыбы толщиной в поперечнике до 25 см без ущерба проходят через лопатки направляющего аппарата и низконапорное рабочее колесо капсульного гидроагрегата диаметром 3,3 м (скорость вращения 72 об/мин). При планируемом увеличении диаметра рабочего колеса до 5,3 – 10 м на проектируемых сейчас в мире промышленных ПЭС пропуск рыбы через ПЭС, видимо, не будет иметь ограничений. Также свободный ход рыбы через плотину ПЭС предполагает ее пропуск через водосливные отверстия (работают для наполнения бассейна в каждом цикле прилива 2 – 2,5 ч). К тому же предполагаемый свободный проход рыбы будет возможен через создаваемый в настоящее время для Кислогубской ПЭС ортогональный гидроагрегат с рабочим колесом диаметром 2,5 м, пропускная способность которого (по сравнению с осевыми машинами) в режиме холостого хода увеличивается в 2,3 раза (рис. 7).

Следует также отметить фактические результаты при эксплуатации ПЭС Ранс и Цзянсян в Китае, которые установили положительное влияние ПЭС на местные ихтиофауны, показав увеличение видового разнообразия и количества рыбы в бассейне.

При стабильном (проектном) водообмене через плотину отмечается сходство видового состава и количества рыбного стада и биомассы планктона в бассейне и прилегающей к ПЭС морской акватории, что говорит о единстве фауны двух сопредельных участков. Различия в составе и численности промысловых рыб и зоопланктона в бассейне и море отчетливо обнаружены при заморе бассейна Кислогубской ПЭС, вызванного в начале 1980-х годов значительным сокращением проектного водообмена через ПЭС. При последующем восстановлении водообмена видовой состав рыбного стада и биомасса планктона восстановились.



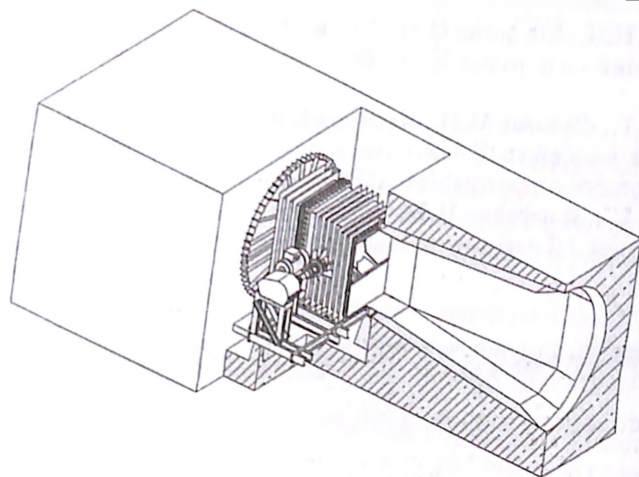


Рис. 7. Общий вид нового ортогонального гидроагрегата для Кислогубской ПЭС (проект).

#### **Выводы**

1. Выживаемость рыбного стада и планктонных сообществ на гидроэнергетических объектах зависит от типа и размера применяемых на них гидроагрегатов и величины напора на них.
2. На гидроэнергетических установках с напорами до 4 м с горизонтальными осевыми гидроагрегатами с поворотно-лопастными колесами выживаемость планктона составляет 93 – 98%.
3. При пропуске рыбы через капсульный гидроагрегат с поворотно-лопастным колесом диаметром 3,3 м при напорах до 2,05 м промысловые рыбы толщиной в поперечнике до 25 см (99% стада) повреждений не имели.
4. При использовании на низконапорных ГЭС и ПЭС разработанного в ОАО «НИИЭС» гидроагрегата с ортогональной турбиной, пропускная способность которого в режиме холостого хода в два с лишним раза выше, а затененность и линейные скорости хода в два раза ниже, по сравнению с идентичными осевыми турбинами, ожидается полная выживаемость рыбного стада и планктона.

#### **ЛИТЕРАТУРА**

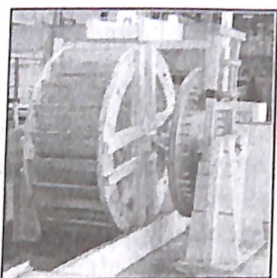
1. Экологический мониторинг на Нижне-Тулумской ГЭС и Кислогубской ПЭС с исследованиями выживаемости зоопланктона на ПЭС и ГЭС и структуры и динамики вод на ПЭС. ОАО «Колэнерго» 1996.
2. Бериштейн Л.Б., Гельфер С.Л., Усачев И.Н. и др. Приливные электростанции. М.: АО «Институт Гидропроект». в двух томах. 1994.

3. Марфенин Н.Н., Малютин О.И., Усачев И.Н. и др. Влияние приливных электростанций на окружающую среду. М.: МГУ им. М.В. Ломоносова, 1995.
4. Шилин М.Т., Федоров М.П., Ключков Б.Ю. и др. Оценка экологической ситуации в бассейне Кислогубской приливной электростанции. Гидротехническое строительство. 1998. № 12.
5. Усачев И.Н., Марфенин Н.Н. Экологическая безопасность приливных электростанций. //Гидротехническое строительство. 1998. № 12.



НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

### Водяные мельницы



Воссоздание водяных мельниц, мельничных комплексов и прудов — новое направление деятельности ОАО "НИИЭС" в сфере Экологии водных систем

В лаборатории центра гидравлических исследований ОАО "НИИЭС" воссоздан действующий мельничный механизм проектируемой водяной мельницы.

В рамках возрождения исторического облика усадеб, музеев-заповедников рассматривается воссоздание водяных мельниц на их территориях.

Мельницы были архитектурными доминантами сельской местности, подчеркивающими красоту человеческой мысли и возможности слияния красоты человеческого жилья с красотой природы.

Водяные мельницы обладают высокой привлекательностью для туризма и экскурсионного посещения.

Водяная мельница гармонично вписывается в российский ландшафт и бесспорно является его украшением, а также способствует улучшению рекреационных и экологических функций рек и водосмов, сохраненных природных водных систем.

Неосторожное, непрофессиональное отношение к реконструкции водных систем неспециалистами чревато опасными, часто необратимыми последствиями.

В сотрудничестве работников культуры, архитекторов и инженеров-гидротехников заключается успех будущего благополучного состояния водных систем.

ОАО «НИИЭС» 125362,  
Телефон: (095) 493-51-32;

Москва, а/я 393, Строительный проезд д. 7а,  
Факс: (095) 363-56-21

e-mail: niiesoao@mtu-net.ru

СОДЕРЖАНИЕ

**Мониторинг и безопасность сооружений**

<i>Лобач А.А.</i> Построение и анализ регрессионной прогнозной модели осадков гидротехнических сооружений на нескальных основаниях ....	3
<i>Николаев В.Б., Гун С.Я., Тер-Саакян А.С.</i> Основные положения методики оценки ресурса железобетонных конструкций энергетических сооружений .....	9
<i>Красильников Н.А., Олимтиев Д.Н.</i> Обрушение откоса опытной насыпи Оранжево-Нарбона .....	23
<i>Великанов С.Е., Николаев Д.В.</i> Оценка устойчивости подпорной стены .....	28
<i>Воронин С.Г., Воронович В.Н., Иванников В.М.</i> Оценка состояния плотин из грунтовых материалов по величине коэффициента уплотнения .....	34
<i>Лобач А.А.</i> Из опыта наблюдений за поведением каменно-земляных плотин (по материалам XV-XVIII конгрессов по большим плотинам) .....	44
<i>Корытова И.В.</i> Основные факторы, приводящие к развитию аварийной ситуации, связанной с возникновением горизонтальной трещины отслаивания по контакту талой и мерзлой зон в теле ограждающей дамбы золошлакоотвалов ТЭС .....	63
<i>Корытова И.В.</i> Математическая модель процесса развития аварийной ситуации, связанной с образованием горизонтальной трещины отслаивания в теле ограждающей дамбы золошлакоотвалов ТЭС .....	76
<i>Ляпичев Ю.П.</i> Оценка надежности Богучанской грунтовой плотины с помощью двухфазной модели асфальтобетона .....	89
<i>Койнов Д.Е.</i> Общие статистические закономерности развития аварийных ситуаций при оценке безопасности на объектах теплоэнергетики .....	98
<i>Мишуев А.В., Казеннов В.В., Гусак Л.Н., Хуснутдинов Д.З.</i> Взрывоустойчивость и взрывобезопасность теплоэнергоустановок .....	104
<b>Строительные конструкции, материалы, технологии</b>	
<i>Борткевич С.В., Воронин С.Г., Воронович В.Е.</i> Безопалубочная технология возведения каменно-набросных плотин с диафрагмой из литого асфальтобетона как средство повышения их надежности и безопасности .....	114
<i>Давиденко В.М., Костыря Г.З.</i> Восстановление водонепроницаемости гидротехнических и энергетических подземных зданий и сооружений, затопляемых грунтовыми водами, ремонтными материалами системы «ЦМИД» .....	121
<i>Паромова Г.Ф., Сулимов В.Г.</i> Исследование напряженно-деформированного состояния фрагмента сопряжения бетонных элементов, включающего тонкую упругую прослойку с полостью .....	127

<i>Паромова Г.Ф., Сулимов В.Г.</i> Определение физико-механических характеристик зольного камня с использованием золы Воркутинской ТЭЦ-2 .....	132
<i>Зимноков В.А., Зборовская М.И.</i> Моделирование термонапряженного состояния бетонных гидротехнических сооружений с использованием термобатарей .....	137
<i>Осоловский В.П.</i> О надежности железобетонных дымовых труб ТЭС с внутренними металлическими газоотводящими стволами .....	146
<b>Гидрологическая безопасность водохранилищ и рек</b>	
<i>Беликов В.В., Прудовский А.М., Третьюхина Е.С., Орлов А.В., Радкевич Д.Б.</i> Расчет течений в бьефах Сызранской ГЭС и оценка величины вероятного ущерба при возникновении аварийной ситуации .....	155
<i>Беликов В.В., Прудовский А.М., Середавкин В.П.</i> К определению оптимальных параметров отстойников ГЭС .....	166
<i>Новикова И.С., Родионов В.Б., Розанова Н.Н.</i> Вихревые водосбросы с гашением энергии по длине отводящего тракта .....	183
<i>Румянцев И.С., Пручкин С.И., Шербаков А.О.</i> Задачи ввода данных при создании цифровой модели рельефа .....	194
<i>Шербаков А.О., Талызов А.А.</i> Использование ГИС — инструментария для моделирования каскада Волжских водохранилищ .....	199
<i>Беликов В.В., Родионов В.Б., Третьюхина Е.С., Кочетков В.В.</i> Гидравлические расчеты параметров волны разлива и оценка зон затопления в случае повреждения сооружений Саратовской ГЭС .....	208
<i>Беликов В.В., Третьюхина Е.С., Кочетков В.В., Зайцев А.А., Савельев Р.А., Сосунов И.В.</i> Компьютерное моделирование катастрофического затопления наводнения в районе г. Ленека .....	220
<i>Каинова С.А., Фролова Н.Л.</i> Особенности ледового режима рек бассейна Северной Двины и их влияние на нарушение гидроэкологической безопасности территории .....	250
<i>Жук В.А., Полянин В.О.</i> Прогнозирование стока в речных системах по метеоданным на основе математической модели .....	264
<i>Жук В.А., Полянин В.О.</i> Краткосрочный прогноз уровней воды весеннего половодья в бассейне р. Малой Северной Двины .....	274
<i>Школьников С.Я., Ли А.А.</i> Математическое моделирование реальной аварии ГЭС Самаркандских ГЭС .....	283
<b>Сейсмическая безопасность гидроузлов</b>	
<i>Горбов В.А., Бедняков В.Г.</i> Исследование прочности обделки туннеля водозабора гидроузла Ренем (Алжир) на статические нагрузки и сейсмические воздействия .....	296
<i>Лятхер В.М., Островерх Б.Н.</i> Численные модели очагов реальных землетрясений .....	303
<i>Бронштейн В.И., Грошев М.Е., Султанбеков Р.Р.</i> Численные исследования сейсмостойкости бетонных плотин с учетом нелинейных эффектов .....	331

<i>Ляпичев Ю. П., Грошев М. Е.</i> Сейсмостойкость новых конструкций плотин из особо тощего укатанного бетона .....	339
<b>Экологическая безопасность гидроузлов</b>	
<i>Суздалева А. Л., Безносов В. Н.</i> Экологический менеджмент энергетических объектов на различных стадиях их жизненного цикла .....	358
<i>Волшаник В. В., Пешин А. Г., Родионов В. Б., Юрченко А. Н., Амирова Н. Н., Доркина И. В.</i> Инженерные пути решения проблемы улучшения экологического состояния прудов и малых рек .....	367
<i>Мажбиц Г. Л., Крапивина В. И., Халаджиев В. П., Шнак Л. М.</i> Опыт разработки рыбозащитных устройств и сооружений для энергетических и промышленных водозаборов .....	377
<i>Салтанкин В. П., Петрашко С. Б., Резчикова Ю. А.</i> Современное геоэкологическое состояние Углицкого водохранилища и факторы его определяющие .....	385
<i>Черненко В. Н.</i> Загорская ГАЭС: ее влияние на природную среду ...	395
<i>Беликов В. В., Третьюхина Е. С., Зайцев А. А., Ильясов А. К.</i> Выбор инженерных мероприятий для защиты пос. Зырянки (р. Колыма) от береговой эрозии с применением компьютерного гидравлического моделирования .....	400
<i>Безносов В. Н.</i> Экологические последствия эксплуатации глубинных водозаборов .....	418
<i>Кочарян А. Г.</i> К вопросу о выборе приоритетных показателей качества воды, подлежащих региональному нормированию .....	429
<i>Авдеева Т. Н., Истомина М. Н., Кочарян А. Г., Лебедева И. П.</i> Исследование генезиса современных наводнений и их экологических последствий .....	436
<i>Усачев И. Н.</i> Гидробиологический мониторинг выживаемости рыбного стада и планктона на низконапорных ГЭС и ПЭС .....	448

## ТЕПЛОЭЛЕКТРОСНАБЖЕНИЕ

**Разработка ТЭО, проектов, рабочих проектов строительства ТЭЦ, котельных, тепловых сетей, — это комплексный проект нормативно-технической документации, состоящий из пояснительной записки и чертежей по всем разделам строительства и эксплуатации:**

- |   |   |
|---|---|
| 1. Общий  | 6. АСУ ТП   |
| 2. Генеральный план и транспорт   | 7. Водоподготовка (ХВО) и очистные сооружения, генплан трассы теплопроводов |
| 3. Технологические решения (в т.ч. камеры переключения, ЦТП)  | 8. Организация строительства проектов                                       |
| 4. Строительные решения (в т.ч. конструкция опор, эстакад, ЦТП)   | 9. Охрана окружающей среды  |
| 5. Электротехнические решения (в т.ч. электрификация запорных и регулирующих органов по трассе и в ЦТП) | 10. Сметная документация  |
|   | 11. Оценка воздействия на окружающую среду (ОВОС)                           |
|   | 12. Бизнес-план (для ТЭО)   |

**Проект производства теплопроводов в пенополимерминеральной изоляции** состоит из ТЭО (пояснительная записка и бизнес-план) и рабочего проекта (чертежи)

**Бизнес-проект теплоснабжения города** позволяет определять перспективу развития системы теплоэнергетического хозяйства, создать эффективную структуру управления теплом, дает возможность определять инвестиционную привлекательность предлагаемых мероприятий. Состоит из трех разделов:

1. Проектный анализ и прогноз развития системы теплоснабжения города
2. Бизнес-план проекта. Оценка эффективности вложения средств
3. Анализ проектных рисков. Расчет инвестиционной привлекательности

**Разработка «бизнес-планов» строительства ТЭЦ, котельных, производства теплопроводов, теплопроводов тепловых сетей, финансово-экономический анализ проектов.**

Бизнес-план проекта позволяет определить потребительскую ценность производимого продукта, в данном случае теплоснабжение города, его технико-экономические и финансовые характеристики, масштабы объекта и конкуренцию на потребительском рынке, финансовую эффективность внедрения предлагаемых технических решений, а также ее зависимость от различных внешних и внутренних факторов (влияние изменений конъюнктуры рынка, влияние инфляции, влияние изменений состояния оборудования и др.).

**Поставка основного и вспомогательного теплоэнергетического оборудования:** турбин, генераторов, парогенераторов, газотурбинных установок, теплообменников, насосного оборудования, трубопроводов, запорной и регулирующей арматуры отечественных и зарубежных производителей.

Открытое акционерное общество «Научно-исследовательский институт энергетических сооружений» (ОАО «НИИЭС») **Объявляет в 2004 году прием в Аспирантуру с отрывом и без отрыва от производства по специальностям:**

1. Гидротехническое строительство
2. Строительные материалы и изделия
3. Строительные конструкции, здания и сооружения
4. Гидравлика и инженерная геология
5. Технология и организация строительства
6. Электростанции и энергетические системы

Заявление о приеме в аспирантуру с указанием специальности и формы обучения направлять на имя исполнительного директора ОАО «НИИЭС» кандидата техн. наук *Бритвина Сергея Олеговича* с приложением следующих документов:

- личного листка по учету кадров с фотографией, заверенного в отделе кадров по месту работы;
- автобиографии;
- характеристики-рекомендации с последнего места работы или из ВУЗа, если не прошло двух лет со времени его окончания;
- нотариально заверенной копии диплома об окончании ВУЗа;
- реферата по избранной специальности или опубликованной статьи.

Паспорт и диплом об окончании ВУЗа представляются лично поступающими в аспирантуру. Прием заявлений до 25 сентября 2004 года.

**Вступительные экзамены по специальности, философии и иностранному языку проводятся с 20 октября 2004 года.**

Обучение в аспирантуре платное. Форма и размер оплаты — по соглашению сторон. Аспиранты имеют возможность работать по совместительству.

Документы направлять по адресу:

**125362, Москва, а/я 393, Строительный проезд д. 7а, ОАО «НИИЭС» (аспирантура).**

**Телефон: (095) 493-51-32; 492-66-71. Факс: (095) 363-56-21**

**Заведующая аспирантурой — Косырева Ирина Михайловна**

**Издательство ОАО «НИИЭС» предлагает приобрести Научно-технический и производственный сборник «Безопасность энергетических сооружений» (БЭС) вып. 2 — 12 по следующим расценкам:**

№ 2 — 3 — 150 руб.	№ 8 — 60 руб.
№ 4 — 120 руб.	№ 9 — 160 руб.
№ 5 — 60 руб.	№ 10 — 90 руб.
№ 6 — 120 руб.	№ 11 — 320 руб.
№ 7 — 160 руб.	№ 12 — 380 руб.

Заявки с перечнем заказываемой литературы и указанием почтового адреса, кодов ОКПО и ОКОНХ для оформления счета-фактуры принимаются по факсу (095)363-56-51, e-mail: [pressnto@mtu-net.ru](mailto:pressnto@mtu-net.ru);

Телефоны для справок: (095) 493-51-32, 497-21-51

Наш адрес: 125362, Москва, а/я 393, Строительный проезд, д. 7а

Издательство ОАО «НИИЭС» готовит к выпуску:

*Методику определения размера вреда, который может быть причинен жизни, здоровью физических лиц, имуществу физических и юридических лиц в результате аварий гидротехнических сооружений предприятий топливно-энергетического комплекса*, утвержденную приказом МЧС России и Минэнерго России от 29 декабря 2003 № 776/508.

*Пособие к «Методике определения критериев безопасности гидротехнических сооружений»*, утвержденное Департаментом научно-технической политики и развития ОАО РАО «ЕЭС России».

По вопросам приобретения обращаться: ОАО «НИИЭС» 125362, Москва, а/я 393, Строительный проезд, д. 7а; Телефон: (095) 492-71-31; Факс: (095) 363-56-51 e-mail: obnnivasch@mtu-net.ru

### НЕРАЗМЫВАЕМЫЕ ЛИТЫЕ БЕТОНЫ ДЛЯ ПОДВОДНОГО БЕТОНИРОВАНИЯ

*В ОАО «НИИЭС» разработаны высокопрочные составы неразмываемых литых бетонов для подводного бетонирования, в том числе в зимних условиях.*

Неразмываемые бетонные смеси транспортируются по трубам или бетононасосам, укладываются без вибрирования и не расслаиваются под водой. Они содержат отечественные добавки, сохраняют подвижность под водой в течение 3 – 4 часов и не замерзают при отрицательных температурах.

*Основные характеристики неразмываемых бетонов:*

расход цемента — 500 – 600 кг/м<sup>3</sup>;  
радиус растекания при укладке под водой — до 6 м;  
прочность при сжатии в возрасте 3 суток (90 суток) — не менее 20 (75) МПа;  
прочность при растяжении (раскалывании) в возрасте 28 суток — не менее 3 МПа;  
прочность сцепления со старым бетоном — не менее 0,5 МПа;  
водонепроницаемость — не менее 12 Ати;  
морозостойкость — не менее 300 циклов.

*Эти бетоны использованы при ремонтных работах под водой:*

на Плявинской и Волжской ГЭС,  
на насосной станции Камского водозабора,  
при бетонировании зимой (1999 г.) разрушенных плит крепления откосов отводящего канала Пермской ГРЭС и на других объектах.

*Они могут применяться также:*

для осушения,  
бетонирования буронабивных обводненных свай фундаментов,  
при использовании метода «стена в грунте» и для проведения ремонтных работ без водоотлива и осушения.

*Специалисты ОАО «НИИЭС» помогут Вам выполнить сложные строительно-ремонтные работы, связанные с бетонированием при отрицательных температурах и под водой густоармированных зон, тонкостенных и труднодоступных элементов сооружений без вибрирования; определяют состав бетона и обучат Ваш персонал применению новых материалов и технологий.*

Телефон: (095) 493-51-32; 497 56 01; Факс: (095) 363-56-21; e-mail: niiesoao@mtu-net.ru



## ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ И ТУННЕЛИ

В лаборатории подземных сооружений проводятся комплексные исследования по разработке и обоснованию экономичных рациональных конструкций:

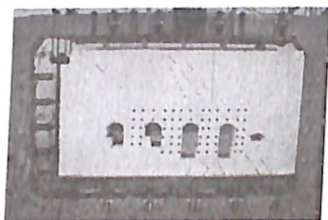
подземных машинных залов ГЭС и ГАЭС,

помещений трансформаторов,

камер затворов,

железобетонных обделок туннелей различного назначения

и методов их расчетов с учетом технологии строительства с использованием современных вычислительных комплексов.



Экспериментальные исследования проводятся на специальных стендах, конструкция которых защищена патентами, на крупномасштабных (1:20; 1:50; 1:100) физических моделях из эквивалентных материалов с воспроизведением на геомеханических моделях структуры массива горных пород, вмещающих подземные сооружения, и основных геологических элементов нарушения сплошности массива: тектонических разломов, крупных трещин, систем трещин, образующих блочную структуру.

Физическое моделирование на специальных стендах (размер большого стенда: длина 540 см, высота 360 см, ширина 70 см) позволяет решать следующие задачи:

обоснование конструктивных решений по креплению подземных сооружений (железобетонных сводов, анкеров, обделок туннелей) большого сечения: машинных залов ГЭС и ГАЭС, деривационных и транспортных туннелей в сложных инженерно-геологических условиях — при наличии нарушений сплошности вмещающего массива горных пород;

Определение реального запаса прочности железобетонных элементов крепления подземных сооружений, обоснование конструктивных решений по их армированию;

обоснование математических моделей, используемых для численных расчетов подземных сооружений на совместное действие статических и динамических (сейсмических) нагрузок;

исследование величин просадок свободной поверхности в зоне влияния подземного сооружения;

исследование моделей подземных сооружений из эквивалентных материалов и крупномасштабных фрагментов обделок подземных сооружений.

исследование прочности и устойчивости скальных откосов.

На стендах проводятся экспериментальные исследования по обоснованию проектных решений подземных машинных залов.

Институт располагает современными вычислительными программными комплексами для решения задач по расчету подземных сооружений в трехмерной постановке на статические и динамические (сейсмические) нагрузки с целью обоснования и прогноза прочности проектируемых и находящихся в эксплуатации подземных сооружений; проводит обследование состояния подземных сооружений различного назначения.

**Безопасность энергетических сооружений.  
Сборник**

Научные редакторы: Семенов И.В., Ляпин О.Б.  
Технический редактор Григорьева Т.А.  
оригинал-макет и компьютерная верстка Мелихова А.Г

Подписано в печать 25. 12. 2003  
Формат 60х90/16. Гарнитура Тайме  
Бумага офс. №1. Печать офсетная.  
Объем 29 п.л. Тираж 1000 экз  
Заказ № 132

Лицензия ИД № 06483 от 19 декабря 2001 г.  
ОАО «НИИЭС»  
125362, г. Москва, Строительный проезд, д. 7а.

Отпечатано в типографии ООО «ГЕО ТЭК»  
г. Красноармейск Московской области.