



ГИДРО- ТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

Ежемесячный
научно-технический журнал

УЧРЕДИТЕЛИ:

МИНИСТЕРСТВО ЭНЕРГЕТИКИ РФ,

ОАО «РУСГИДРО»,

АССОЦИАЦИЯ «КОРПОРАЦИЯ ЕЭЭК»,

ЗАО НТФ «ЭНЕРГОПРОГРЕСС»,

НП «НТС ЕЭС»

Основан в 1930 г.

№ 8

август

2013

Содержание

Проектирование, строительство, эксплуатация

Королёв В. М., Смирнов О. Е., Аргал Э. С. Новое в создании противофильтрационного элемента в теле грунтовой плотины 2

Сальва А. М. Криогенное строение мерзлых грунтов и процесс термоэрозии в зоне магистрального канала 10

Аверьянов В. Н. Оценка водоупорной способности экрана из аллювиальных суглинков на основе изучения микроструктуры грунта и фильтрационных исследований 15

Расчеты, исследования, эксперименты

Дегтярев В. В., Шлычков В. А. Лабораторное и теоретическое исследование динамики размыва речного дна вблизи подводного перехода 21

Штин С. М. Энергетический баланс торфяной гидротранспортной системы 27

Лисичкин С. Е., Рубин О. Д., Лисичкин А. С. Напряженно-деформированное состояние и армирование компенсационных участков сталежелезобетонных напорных водоводов 29

Гиргидов А. Д. Об экстремальных условиях в гидравлике 35

Катлине Коблев А. Х., Макаров К. Н. Накат волн на берега и сооружения на участках с подводными каньонами. 39

Дискуссии

Василевский А. Г., Гольдин А. Л., Судачков В. Б. О безопасности причальных гидротехнических сооружений 43

Поздравление О. Д. Рубину 50

Хроника

Новости гидроэнергетики и гидротехники 51

Библиография

Техническое состояние плотины Саяно-Шушенская ГЭС 53

На обложке – Зейская ГЭС

Новое в создании противофильтрационного элемента в теле грунтовой плотины

Королёв В. М., зав. строительной испытательной лабораторией, Смирнов О. Е.,
главный специалист, Аргал Э. С., зам. главного инженера, доктор техн. наук,
Радзинский А. В., главный инженер проекта (ООО “Гидроспецпроект”)

Рассмотрена возможность использования в качестве заполнителя скважин буросекущихся свай композитного материала, характеристики которого обеспечивают необходимые прочностные и деформативные характеристики противофильтрационного элемента грунтовой плотины. Приведены результаты лабораторных и опытно-производственных исследований. Анализируется специфика технологии работ по созданию таких противофильтрационных элементов.

Ключевые слова: противофильтрационный элемент, стена в грунте, буросекущиеся сваи, композитный материал.

В состав сооружений Гочатлинской ГЭС на р. Аварское Койсу (Дагестан, Россия) установленной мощностью 100 МВт входит плотина высотой 69 м из гравийно-галечниковых грунтов. В проекте 1995 г. предусматривалось использовать в качестве противофильтрационного элемента (ПФЭ) плотины вертикальную диафрагму из буросекущихся свай, выполняемую методом “стена в грунте”.

В 2007 г. при актуализации проекта в качестве ПФЭ была выбрана вертикальная асфальтобетонная диафрагма. Основанием для такого выбора был успешный опыт возведения аналогичной по ПФЭ и географическому местоположению плотины Ирганайской ГЭС.

В 2011 г. было принято решение рассмотреть вариант ПФЭ Гочатлинской плотины в виде “стены в грунте” из композитного материала (рис. 1), как проверенный при выполнении ПФЭ в основании этой плотины и перспективный для будущих объектов строительства.

Этот метод, широко используемый за рубежом [1], с успехом применялся также при создании и ремонте ПФЭ в теле и основании нескольких отечественных плотин (табл. 1), причём на всех объектах эффективность ПФЭ была высокой, о чём свидетельствуют показания пьезометров.

Преимущества способа создания ПФЭ в виде “стены в грунте”, сооружаемой из буросекущихся свай:

технологичен, поскольку для его осуществления имеется надёжное буровое оборудование — станки “Bauer”, “Casagrande” и др.;

может использоваться в условиях значительных отрицательных температур и не препятствует качественной отсыпке материала по всей площади плотины, при этом не требуется устройства громоздких тепляков зимой и термоса летом, как при способе поярусной заливки смеси КМ в опалубку;

высокопроизводителен (до 45 м в сутки буросекущихся свай диаметром 1200 мм на один станок); материал-заполнитель свай включает экологически чистые и долговечные материалы и может изготавливаться на типовом бетонном заводе.

ПФЭ, созданный этим методом, ремонтпригоден: при необходимости можно усилить его выполнением дополнительных свай даже под напором.

Из-за значительной высоты плотины Гочатлинской ГЭС “стена в грунте” запроектирована двухъярусной, что снижает возможность недопустимого расхождения свай в нижней их части. Кроме того, такая конструкция позволяет контролировать качество каждой секции ПФЭ по отдельности при частичном наполнении водохранилища и, в случае необходимости, выполнить дополнительные сваи.

Разработка состава материала для создания ПФЭ в теле плотины

При разработке нового состава для заполнения буросекущихся свай был использован сорокалетний опыт Гидроспецпроекта в области разработки таких материалов [2 – 7], в том числе для ПФЭ плотин, приведённых в табл. 1. Далее по тексту вместо термина “глино-цемент-бетон” использован более точный термин “композитный материал” (КМ).

Требования к характеристикам КМ ПФЭ в теле плотины, особенно в сейсмоопасных районах, значительно выше, чем к характеристикам ПФЭ в основании плотин, так как в первом случае в ПФЭ возникает сложное напряжённо-деформированное состояние. Поэтому Генпроектировщик задал для материала ПФЭ в теле Гочатлинской плотины не только диапазоны изменения прочности и статического модуля деформации, но и другие требования (табл. 2), что значительно усложнило процесс разработки состава КМ.

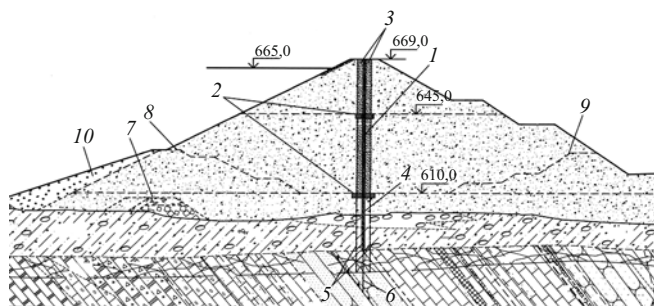


Рис. 1. Грунтовая плотина Гоцатлинской ГЭС с ПФЭ из композитного материала:

1 — “стена в грунте” из буросекующих свай (материал КМ); 2 — форшахты; 3 — грунт переходных зон; 4 — “стена в грунте” в аллювиальном основании; 5 — укрепительная цементация; 6 — цементационная завеса; 7 — банкет перекрытия; 8 — верховая перемычка; 9 — низовая перемычка; 10 — экран из супесчаного грунта

При лабораторной разработке составов КМ использовались исходные материалы, доставленные с места производства работ, чьи характеристики приведены в табл. 3.

Как показали предварительные исследования, разработать КМ с требуемыми характеристиками, особенно обеспечить его прочность на осевое растяжение более 0,3 МПа, используя только перечисленные исходные материалы оказалось невозможно, поэтому были исследованы армирующие добавки, в том числе различные типы фибр, их характеристики, количество и технологии введения в КМ.

Требуемые характеристики КМ позволили обеспечить использование микроармирующей полипропиленовой фибры ВСМ-II. Она имеет коаксиальную структуру волокна, состоящего из прочного и жесткого ядра и активной оболочки, вступающей в химическое взаимодействие с продуктами гидратации, что резко повышает её сцепление с компонентами КМ.

При введении фибры в КМ, наряду с основным положительным эффектом от армирующих и уплотняющих структур факторов, наблюдаются дополнительные положительные эффекты: у смеси КМ повышаются удобоукладываемость и связ-

Таблица 1
ПФЭ отечественных плотин, выполненные в виде “стены в грунте”

ГЭС	Место расположения	Количество свай	Диаметр свай, мм	Глубина свай, м
Курейская	Ядро плотины (ремонт)	244	1200	35
Вилнойская-3	Основание, ядро плотины (ремонт)	540	1200	68
Гоцатлинская	Основание	147	1200	35

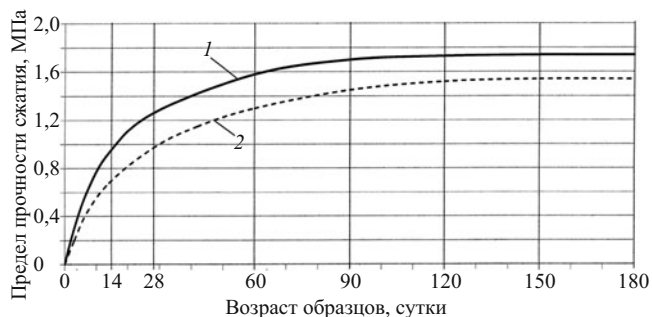


Рис. 2. Изменение во времени средних значений прочности образцов состава КМ с содержанием цемента 180 кг/м³ при хранении образцов при $t = +10$ и $+20$ °С: 1 — температура твердения $+20$ °С; 2 — температура твердения $+10$ °С

ность, снижается расслаиваемость (водоотделение, раствороотделение); у затвердевшего КМ повышаются сопротивление сжатию, растяжению, изгибу, вязкость разрушения (трещиностойкость), ударопрочность и долговечность, в то же время уменьшаются водопроницаемость и водопоглощение, предотвращается усадочное трещинообразование. Наши исследования показали, что прочность на осевое растяжение у КМ с фиброй не менее чем в 2,4 раза выше, чем без неё.

Разработанная технология введения фибры в состав смеси обеспечивает равномерное распределение её в объёме КМ, о чем свидетельствуют наблюдения под микроскопом за распределением фибры по поверхности образцов после их разруше-

Таблица 2
Требуемые физико-механические характеристики КМ

Параметры	Значение
Подвижность при укладке по осадке нормального конуса по ГОСТ 7473–94, см	18 – 22
Плотность, т/м ³ , не менее	1,7
Водоотделение смеси, %	≤ 2
Срок сохранения удобоукладываемости при $t = +20 \dots 22$ °С, ч	≥ 1
Прочность при сжатии при хранении образцов в климатической камере с влажностью 100 % при $t = +20$ °С R_{180} , МПа	1,0 – 2,5
Предел прочности при осевом растяжении R_{p180} , МПа*	0,2 – 0,3
Предел прочности при срезе R_{cp180} , МПа *	≥ 0,3
Статический модуль деформации E_{180} , МПа *	63 – 88
Угол внутреннего трения φ_{180} , град *	≥ 30

* Проведение испытаний при $t = +20$ °С и влажности 100 %.



Рис. 3. Характер разрушения образцов КМ без фибры (слева) — хрупкое разрушение и с фиброй (справа) — пластическая деформация

ния и стабильность деформативно-прочностных характеристик образцов с фиброй.

Разработчики применяемой фибры “ВСМ” (фирма ООО “Си Айрлайд” утверждают, что при нормальных условиях эксплуатации, в том числе в щелочной среде цементного камня, долговечность фибры можно гарантировать не менее чем 100 лет.

Определение характеристик и результаты разработки составов КМ

Определение характеристик КМ производили на образцах-кубах $10 \times 10 \times 10$ см и образцах-балочках сечением 10×10 см и длиной до 30 см.

Учитывая высокие требования к характеристикам КМ, исследования начинали проводить на составах при максимальном содержании цемента

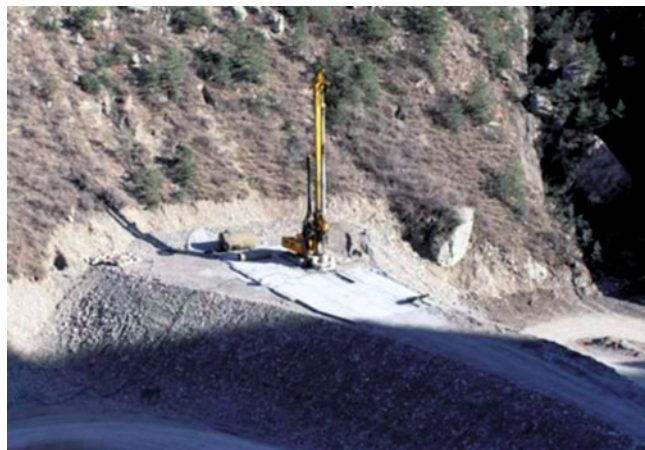


Рис. 4. Общий вид опытно-производственного полигона

260 кг/м^3 . В дальнейшем, с целью оптимизации состава КМ по расходу цемента, были исследованы свойства материала с расходами цемента 220, 180, 160, 140, 130 кг/м^3 .

Образцы хранились при температурах $+20$ и $+10^\circ \text{C}$ (температура вмещающего грунта плотины) в климатических камерах (влажность от 98 до 100 %).

Требуемые характеристики образцов (а впоследствии и кернов) определяли по нормативным методикам. При определении модуля деформации каждую ступень нагружения выдерживали до условной стабилизации деформаций. Полученные значения статического модуля деформации КМ, определённые по первому циклу нагружения, хорошо аппроксимируются зависимостью $E = K\sqrt{R}$, где R — прочность при сжатии, а значение K изменялось от 40 до 60.

Т а б л и ц а 3

Характеристики исходных материалов

Материал	Марка	Производитель
Портландцемент сульфатостойкий марки 400 с минеральными добавками, ГОСТ 22206–94	ССПЦ 400-Д 20	ОАО “Новоросцемент”
Щебень	Фракции 5 – 10 мм и 5 – 20 мм	Со склада инертных заполнителей МБСУ-60.2
Песок мытый природный	Модуль крупности $M_k = 3,32$	Со склада инертных заполнителей МБСУ-60.2
Глинопорошок бентонитовый, ТУ 2164-00200136716-2001	ПБН	ОАО “Ильский завод Утяжелитель — НПО Бурение”
Лигносульфонат технический порошковый, ТУ 2455-017-95901562–08	ЛСТП	ООО ПК “Химпэк”, г. Пермь
Суперпластификатор на основе продуктов поликонденсации нафталинсульфокислоты и формальдегида, ТУ5745 – 001 – 97474489 – 2007	С-3	ООО “Компонент”, г. Владимир

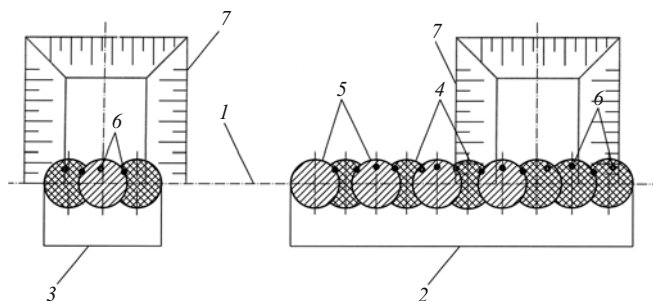


Рис. 5. Схема расположения свай и контрольных скважин на опытном полигоне:

1 — ось “стены в грунте”; 2 — участок свай с увлажнением вмещающего грунта (фрагмент 1); 3 — участок свай с естественной влажностью вмещающего грунта (фрагмент 2); 4 — буронабивные сваи I очереди; 5 — буронабивные сваи II очереди; 6 — контрольные скважины с отбором керна; 7 — шурфы

Исследования показали, что оптимальным, удовлетворяющим требованиям задания, является состав с использованием упомянутых выше исходных материалов и содержанием цемента 180 кг/м^3 .

Основные физико-механические параметры КМ приведены в табл. 4.

На рис. 2 приведены графики зависимостей изменения средних значений прочности КМ при хра-

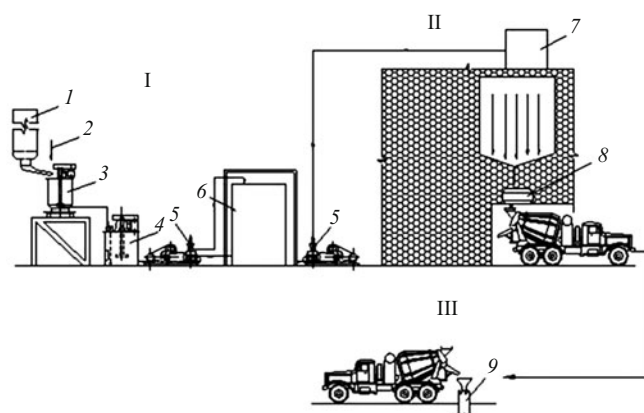


Рис. 6. Технологическая схема приготовления смеси КМ и заполнения скважин:

I — приготовление бетонитового раствора на растворяющем узле; II — приготовление смеси КМ на бетонном заводе; III — заполнение скважины смесью КМ; 1 — силос для бетонита; 2 — подача воды; 3, 4 — верхний и нижний смесители РМ-2000; 5 — насос НБ-32; 6 — накопительная ёмкость 40 м^3 ; 7 — дозатор; 8 — бетономешалка; 9 — скважина с приёмной воронкой; Ц — цемент; П — песок; Ш — щебень; Ф — фибра; БР — бетонитовый раствор

нении образцов при температурах $+20$ и $+10$ °С при влажности $98 - 100$ %. Из графиков видно, что с возрастом интенсивность набора прочности резко

Т а б л и ц а 4

Физико-механические параметры КМ

Характеристика	Значение
Плотность, г/см^3	1,93
Подвижность смеси по осадке нормального конуса (ГОСТ 7473–94), см:	
сразу после приготовления	20,5
через 1 ч	19
Прочность при сжатии (при хранении образцов в условиях: $t = +10$ °С, влажность — 100 %), МПа:	
R_{28}	0,97
R_{180}	1,54
Прочность при сжатии (при хранении образцов в условиях $t = +20$ °С, влажность — 100 %), МПа:	
R_{28}	1,24
R_{180}	1,74
Статический модуль деформации, E_{180} , МПа *	75,5
Удельное сцепление C_{180} , МПа *	0,34
Угол внутреннего трения φ_{180} , град *	33
Предел прочности на срез $R_{ср180}$, МПа *	0,42
Предел прочности при осевом растяжении $R_{р180}$, МПа *	0,33
Предел прочности на растяжение при изгибе $R_{из180}$, МПа *	0,61

* Испытания проводились при $t = +20$ °С и влажности 100 %.



Рис. 7. Шурф фрагмента 1: видна поверхность свай



Рис. 8. Подъём керноприемника перед отделением керна от массива свай

падает, особенно после 120 суток твердения. Таким образом, свойства КМ, имеющего необходимые деформативно-прочностные характеристики в возрасте 180 суток, в дальнейшем будут меняться незначительно.

Особенностью КМ с фиброй является характер его разрушения. При нагружении образцов КМ без фибры наблюдается разрушение, характерное для хрупких материалов, причём наступает оно сравнительно быстро после появления первых трещин в материале. При нагружении образца с фиброй он сохраняет прочность в течение длительного времени после появления первых трещин и не разрушается даже при значительных их количестве и величине. При этом наблюдаются пластические деформации. Вплоть до полной потери прочности образец сохраняет бочкообразную форму с мелкими трещинами, т.е. сминается. При этом высота его уменьшается до 8 % от начальной (рис. 3).

Разрушение образца наступает только тогда, когда количество трещин в нём достигает критиче-

ского значения. Как показали измерения, длина выступающих концов волокон фибры в местах разрушения образцов КМ достигает 5 – 7 мм, т.е. в трещинах с раскрытием до 7 мм имеются неразорванные волокна, заанкеренные в края трещины. Таким образом, в трещинах, даже при значительном их раскрытии, существует своеобразный фильтр в виде сетки из волокон фибры, способствующий ускоренной коагуляции трещины частицами взвеси из фильтрационного потока.

Большое значение при выполнении ПФЭ способом бурящихся свай имеет состояние зоны контакта соседних свай. Исследования прочности образцов с зоной контакта в лабораторных условиях осуществляли по следующей методике: заполняли одно гнездо в двухгнездовой форме смесью КМ, затем через 1, 2 и 3 дня перегородку формы вынимали и открытую боковую поверхность образца зачищали на глубину 0,5 – 1 см. Затем укладывали смесь во второе гнездо формы. Форму хранили при

Т а б л и ц а 5

Результаты (средние значения) лабораторных испытаний контрольных образцов-кернов, отобранных из бурящихся свай опытного полигона

Характеристика образцов-кернов	Количество испытанных образцов	Возраст образцов на момент испытания, сут	Диапазон полученных значений	Среднее значение
Плотность, г/см ³	78	132 – 175	1,87 – 1,98	1,92
Прочность на сжатие R_c , МПа	41	132 – 175	1,56 – 2,85	2,05
Прочность на растяжение при раскалывании R_p , МПа	8	148 – 175	0,31 – 0,39	0,36
Прочность на растяжение при изгибе $R_{из}$, МПа	7	148 – 175	0,75 – 1,12	0,86
Статический модуль деформации E , МПа	8	166 – 175	73,0 – 87,0	84,0
Прочность на срез $R_{ср}$, МПа	6	167 – 175	0,47 – 0,58	0,53
Удельное сцепление C , МПа	4	140 – 175	0,32 – 0,36	0,34
Угол внутреннего трения ϕ , град.	4	140 – 175	35 – 38	36,5

температуре + 10° С и влажности 100 %. Через 28 суток образцы испытывали на растяжение при изгибе.

Для сравнения закладывали монолитные образцы-балочки. Испытания показали, что прочность при растяжении при изгибе балочки с зоной контакта составляла 95 % от прочности при изгибе монолитной балочки даже при максимальном перерыве в трое суток между заполнением первой и второй ячеек формы, что моделировало трёхсуточный перерыв между выполнением соседних свай.

Опытно-производственные работы

На НТС “РусГидро” 16 декабря 2011 г. было принято решение о создании опытно-производственного полигона по отработке технологии возведения ПФЭ плотины Гоцатлинской ГЭС. С 17 апреля по 17 мая 2012 г. по проекту Гидроспецпроекта были выполнены 13 опытных свай диаметром 1200 мм и глубиной до 20 м на полигоне, расположенном на низовом клине плотины Гоцатлинского гидроузла (рис. 4).

Производство работ регламентировалось специально разработанными Техническими условиями, в которых содержались указания по выполнению подготовительных работ, бурению скважин, приготовлению и транспортировке смеси КМ на строительную площадку, контролю качества смеси и заполнению скважин.

На полигоне решались следующие вопросы:

отрабатывались в производственных условиях состав и технология приготовления смеси КМ;

отрабатывались различные технологические приёмы производства работ в отношении очередности выполнения свай и длительности перерывов между выполнением соседних свай;

оценивались прочность и водопроницаемость зоны контакта между соседними сваями в зависимости от длительности перерывов между их бетонированием;

исследовались различные режимы твердения материала свай. С этой целью было выполнено два фрагмента стены в грунте: на фрагменте 1, включавшем десять опытных свай, вмещающий грунт дополнительно увлажнялся водой, подаваемой через специально пробуренные скважины; фрагмент 2 включал три сваи, твердение материала которых осуществлялось в естественных условиях;

определялась прочность КМ бурящихся свай при длительных сроках твердения в условиях полигона (до 180 суток).

Работы на полигоне проводились силами специалистов ОАО “Сулакский ГидроКаскад” и ООО “Технострой” при участии и с использованием обо-

рудования строительной лаборатории ИИЦ ЧиркейГЭСстроя.

Фрагменты “стены в грунте” (рис. 5) состояли из скважин диаметром 1,2 м и глубиной 15 – 20 м. Расстояние между осями скважин составляло 0,85 и 0,75 м, толщина “стены в грунте” получалась равной около 1,0 м.

Смесь КМ для заполнения буронабивных свай опытного полигона изготавливали на бентонитовом растворном узле и бетонном заводе, расположенных на площадке строительства Гоцатлинской ГЭС (схема приготовления показана на рис. 6). На начальном этапе была отработана оптимальная технология приготовления КМ в части последовательности введения компонентов, времени их перемешивания, оперативного учёта влажности инертных материалов.

После выполнения скважины определяли её глубину и, используя электронный инклинометр “Defender”, уточняли местоположение центра забоя скважины относительно проектного с точностью до 1 см.

Заполнение скважины смесью КМ производилось из миксера методом ВПТ через приёмную воронку с задвижкой и теряемым клапаном в бетонной трубе. Была обеспечена непрерывность подачи смеси до полного заполнения скважины, являющаяся важным фактором для качества бетонирования “стены в грунте”. Представителями строительной лаборатории определялись подвижность и стабильность смеси КМ в каждом миксере.

Для контроля прочности из смеси, заполнявшей каждую бетонную скважину, закладывались без вибрирования образцы-кубики размером 10 × 10 × 10 см. После распалубки их хранили при $t = + 20^{\circ}$ С и влажности 100 % и испытывали в возрасте 7, 28, 90 и 180 суток.

Контрольные работы

Для контроля качества выполненных работ были пройдены шурфы глубиной 3,0 м. Как показал осмотр, поверхность свай обоих фрагментов имела однородную структуру, контакты между сваями монолитные и визуально неопределяемые. Материал плотины имел включения различных фракций размером до 0,5 м.

На фрагменте с увлажнением со стороны нижнего бьефа обнажились скважины с номерами 1 – 5 (рис. 7). Для предотвращения высыхания поверхности свай были покрыты материалом “Асопласт МЗ”. На этом фрагменте было пробурено 14 контрольных скважин с отбором керна как по сплошному материалу свай, так и из зон межсвайных контактов. На фрагменте 2 пробурено четыре контрольные скважины с отбором керна. Максималь-

ная глубина отбора кернов была практически равна глубине шурфов.

Отбор керна был связан с большими сложностями: при использовании обычных грунтоотборников или коронок материал свай разрушался и сохранённых кернов получить не удавалось. Оптимальным вариантом отбора кернов с ненарушенной структурой оказалось бурение с использованием станка НССД-39 с алмазной буровой коронкой диаметром до 152 мм с кернодержателем по специально разработанной технологии.

Большие затруднения возникли при отрыве керна от монолита свай и извлечении его из кернодержателя. Пришлось отбивать КМ вокруг коронки с кернодержателем на всю её высоту, после чего коронку с кернодержателем отделяли от массива свай и вынимали керн. Эта технология позволяет отобрать керн только в пределах части свай, ограниченной глубиной шурфа (рис. 8).

На фрагменте 2 из пробуренных контрольных скважин отобрано не менее десяти кернов. При отборе из зоны межсвайных контактов монолитный керн был выбурен из контрольной скважины № 11 с глубины 1,7 – 2,18 м. Другие керны состояли из двух частей. Поверхности кернов по контакту, отобранных с глубины до 1,7 м, были гладкими, в то время как поверхности кернов по контакту, отобранных с большей глубины, были неровными с взаимным проникновением материала соседних свай. Наблюдаемое явление объясняется тем, что при бетонировании подъём обсадных труб с глубины скважины происходит с их вращением и зубья фрезы, выходящие за пределы её внешнего диаметра, разрывают материал смежной свай, обеспечивая хороший контакт по поверхности. На последних метрах подъема обсадных труб их вращение, как правило, не осуществляется, так как мощность станка это позволяет. В этом случае поверхность материала соседней скважины по большей её части заглаживается, что приводит к резкому снижению монолитности керна из межсвайных контактов.

Отобранные керны парафинировали, часть отправляли на испытание в строительную лабораторию ЧиркейГЭССтроя и в лабораторию Гидроспецпроекта, где определяли прочностные характеристики КМ, а также во ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, где в лаборатории фильтрационных исследований им. академика Павловского проводились фильтрационно-суффозионные исследования. Всего из свай опытного полигона было выбурено 67 кернов.

Освобождение кернов от парафинированной оболочки перед испытаниями показало, что часть кернов, выбуренных из зоны контактов свай, распалась на две части. При этом поверхности контакта гладкие. В одном керне на части поверхности контакта наблюдалась прослойка из парафина толщи-

ной до 1 мм. Необходимо отметить, что парафинированию подлежали только монолитные керны, на которых контакты визуально не обнаруживались, т.е. в момент отбора керна из свай керн был целым. Очевидно, разрушение керна по контакту и проникновение в него горячего парафина произошли в процессе консервации. Следовательно, наличие парафинового слоя на части поверхности контакта керна не характеризует раскрытие его между сваями, а связано с технологией консервации керна.

Большое практическое значение имеет однородность свойств КМ по длине свай. При заполнении свай методом ВПТ конец бетонолитной трубы должен всегда находиться в ранее уложенной смеси КМ на глубине не менее 1 м, тем самым ограничивается величина перерывов в укладке материала и исключается образование швов между порциями материала в свае.

Условия твердения смеси КМ по высоте свай, при постоянной температуре вмещающего грунта плотины, практически одинаковы. Однако гидростатическое давление столба свежееуложенного материала плотностью более $1,7 \text{ т/м}^3$ может вызвать отфильтровывание воды из КМ в окружающий грунт плотины при значительной его проницаемости.

Как показали лабораторные исследования, отжатие воды и жидкой фазы происходит только из периферийной зоны образца КМ на глубину 1 – 2 см, затем материал в этой зоне уплотняется, проницаемость его резко уменьшается и отфильтровывание прекращается. Причём процесс отжатия воды происходит только в начальный период набора прочности КМ, когда смесь ещё подвижна, т.е. в течение 1 – 2 ч до начала схватывания.

Наблюдения при выбуривании кернов и разрушении части свай после проведения опытов показали, что материал свай однороден и практически не изменяется по их толщине. Это подтверждается и позонным гидравлическим опробованием скважин, пробуренных в теле и по межсвайным контактам свай, показавшим, что водопроницаемость материала очень низкая и практически одинакова по глубине свай.

Испытания образцов кернов на сжатие из фрагментов с дополнительным увлажнением и с естественной влажностью вмещающего грунта показали, что при глубине отбора кернов более 1,2 м их значения отличаются несущественно.

Результаты работ

Результаты испытаний кернов в строительной лаборатории ООО «Гидроспецпроект» приведены в табл. 5.

Из анализа приведённых данных видно, что они полностью сопоставимы с результатами испытаний образцов в лабораторных условиях и удовлетворяют требованиям технического задания генпроектировщика.

Выводы

1. Разработанный в лаборатории ООО «Гидро-спецпроект» состав пластичного композитного материала для бурящихся свай ПФЭ плотины Голцатлинской ГЭС по прочностным и деформативным характеристикам соответствует техническому заданию генпроектировщика. Прочность на сжатие образцов кернов, выбуренных из скважин, в возрасте 130 – 175 суток находится в требуемом диапазоне 1,0 – 2,5 МПа.

2. Визуальное обследование из шурфов на опытном полигоне поверхности (в том числе и зоны контакта) бурящихся свай № 1 – 13 показало, что дефекты (трещины, каверны и пустоты) на ней отсутствуют. Материал по глубине свай, за исключением верхней зоны (до 1,7 м), однородный.

Прочность образцов материала из зоны контакта бурящихся свай на глубине более 1,7 м не отличается от прочности монолитных образцов.

3. Значительного влияния дополнительного увлажнения грунта на прочность при сжатии образцов-кернов, начиная с глубины отбора более 1,2 м, не выявлено.

4. Испытания образцов, изготовленных в лабораторных условиях, и образцов-кернов, отобранных из свай опытного полигона, имеют полную сходимость полученных результатов по всем определяемым характеристикам.

5. Проведённые лабораторные и опытно-производственные исследования позволяют после вы-

полнения адресной корректировки, учитывающей как особенности объекта строительства, так и специфику характеристик используемых материалов, разрабатывать в сжатые сроки составы композитного материала для использования в качестве ПФЭ конкретных земляных плотин.

Список литературы

1. Радченко В. Г., Лопатина М. Г., Николайчук Е. В., Радченко С. В. Опыт возведения противофильтрационных устройств из грунтоцементных смесей // Гидротехническое строительство. 2012. № 6. С. 46 – 54.
2. Сухов Г. К., Тимофеев А. А. Деформационная способность материала, применяемого для устройства противофильтрационных стенок // Проектирование и создание противофильтрационных устройств в основании высоких плотин. — М: Стройиздат, 1972.
3. Паламарчук А. М. Исследование противофильтрационной прочности глинобетона, применяемого для устройства буровых стенок // Проектирование и создание противофильтрационных устройств в основании высоких плотин. — М: Стройиздат, 1972.
4. Мальшев Л. И. Фильтрационная прочность противофильтрационных стенок // Прогрессивные решения в проектировании и производстве специальных гидротехнических работ // Сб. научных трудов Гидропроекта. 1979.
5. Мальшев Л. И., Рассказов Л. Н., Солдатов П. В. Состояние плотины Курейской ГЭС и технические решения по её ремонту // Гидротехническое строительство. 1999. № 1.
6. Мальшев Л. И., Шишов И. Н., Кудрин К. П., Бардюков В. Г. Технические решения и результаты первоочередных работ по сооружению противофильтрационной стены в грунте в ядре и основании плотины Курейской ГЭС // Гидротехническое строительство, 2001., № 3.
7. Противофильтрационные завесы гидротехнических сооружений на многолетней мерзлоте. Опыт проектирования и производства работ / Федосеев В. И., Шишов И. Н., Пехтин В. А., Кривоногова Н. Ф., Каган А. А. — СПб.: ОАО «ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева», 2009.

Криогенное строение мерзлых грунтов и процесс термоэрозии в зоне магистрального канала

Сальва А. М., кандидат геол.-мин. наук

(Северо-Восточный федеральный университет им. М. К. Аммосова)

Рассматриваются природные условия трассы магистрального самотечного канала Туора-Кюель — Татта в Центральной Якутии. Выделяются особенности гранулометрического состава, криогенного строения мерзлых грунтов и скорости водного потока для прогнозирования процесса размываемости (термоэрозии).

Ключевые слова: гранулометрический состав, криогенное строение, магистральный канал, Центральная Якутия, скорость водного потока.

В начале 90-х гг. прошлого столетия в заречной группе сельских районов Центральной Якутии с целью обеспечения населения питьевой и технической водой началось строительство системы магистрального водоснабжения, которая состояла из насосных станций, трубопроводов, водохранилищ и каналов. Было предусмотрено строительство трех ветвей водоводов.

Магистральный канал Туора Кюель — Татта — это заключительный 17-километровый самотечный участок магистрального водовода Лена — Туора-Кюель — Татта, являющийся руслом ручья Синниэгэс. При его эксплуатации происходит воздействие водного потока на прилегающую мерзлотную среду и ландшафты. Районы, прилегающие к зоне воздействия канала, расположены в черте небольших населенных пунктов со своей инфраструктурой (автодороги, жилые и хозяйственные постройки, мелиоративные и водохозяйственные системы, агропромышленные комплексы), которые интенсивно используются и подвержены техногенным изменениям различной степени. Технологическое воздействие магистрального водовода, в том числе самотечного канала, на мерзлотную среду в этом районе ранее не исследовалось. Исследования проводились по профилю трассы самотечного канала (рис. 1). Были проведены статистическая обработка и анализ результатов для получения общей информации.

Основная цель работы — изучение особенностей гранулометрического состава, криогенного строения мерзлых грунтов, скорости водного потока магистрального канала для оценки возможной размываемости (термоэрозии) и районирования развития криогенных процессов.

Природные условия. Климат района исследования является резко-континентальным. Это проявляется в больших годовых колебаниях температуры (перепад температур 103 °С) и относительно малом количестве выпадающих осадков (250 – 300 мм в год). Среднегодовая температура воздуха в районе исследования – 11,7 °С, абсолютный максимум наблюдения + 37 °С, абсолютный минимум – 66 °С. Высота снежного покрова составляет 30 – 35 см. Среднегодовая скорость ветра 1,6 м/с. В зимнее время преобладают ветры северо-восточного, южного, юго-западного и западного

румбов. Эпизодически раз в год отмечаются ветры 13 – 17 м/с. Средняя годовая температура поверхности почвы в районе составляет – 10°. Устойчивое промерзание почвы наступает примерно 5 октября. Оттаивание почвы на глубину 10 см происходит в среднем 3 мая, а на глубину 30 см — 11 мая. Рельеф расположен в юго-восточной части Центрально-Якутской низменности на Лено-Амгинском междуречье, представляет собой Абалахскую аллювиальную террасированную равнину слабонаклоненную на север и запад. Эрозионно-аккумулятивный рельеф образовался в результате деятельности рек Лена, Алдан и Амга. Абсолютные отметки высот (от створа плотины водохранилища до сооружения сопряжения с р. Татта) составляют 185,0 – 201,0 м. Поверхность Абалахской террасы холмистая и холмисто-увалистая с пойменными и эрозионно-термокарстовыми и карстовыми формами рельефа. На плоских водораздельных участках террасы широко развиты многочисленные замкнутые озерные котловины термокарстового происхождения, а также эрозионно-термокарстовые и термокарсто-эрозионные долины. В гидрографическом отношении важной водной артерией является р. Татта (левый приток р. Алдан), протекает с юго-запада на северо-восток. Большинство притоков р. Татта полностью пересыхают в летний период. Русло реки сильно меандрирует и имеет ширину от 2 до 20 м. Глубина русла — от 0,3 до 1,7 м. Средняя скорость течения воды — до 0,2 км/ч. Питание в основном снеговое. В р. Татта впадает рч. Синниэгэс, который является исследуемым самотечным магистральным каналом. Озера широко распространены, большая часть имеет термокарстовое происхождение. Озёра находятся на разной стадии усыхания. В процессе усыхания минерализация озерной воды повышается и вода становится непригодной для питья. Наиболее крупные озера Кетит-Кюель и Арылах были выбраны в качестве действующих водохранилищ. В геологическом строении принимают участие юрские и неогеновые отложения, которые перекрыты толщей четвертичных отложений. Наибольший интерес вызывают отложения верхних горизонтов района исследований. До изученной глубины (10 м) участок сложен верхнечетвертичными озерно-аллювиальными отложениями (рис. 2); суглинками, супесями, легкой, средней, тяжелой разно-



Рис. 1. Исследуемый участок (самотечный канал Туора Кюель — Татта)

сти; песками разной крупности, отнесенными к современным озерно-аллювиальным отложениям с незначительным почвенно-растительным слоем (0,1 – 0,2 м). Геокриологические условия района характеризуются сплошным распространением многолетнемерзлых пород (ММП) мощностью от 300 до 500 м.

Криогенные процессы и явления. Исследованный участок трассы магистрального канала характеризуется широким развитием криогенных геологических процессов, что обусловлено резко-континентальным

климатом, разнообразием генетических типов льдистых рыхлых отложений, рельефом, наличием многолетнемерзлых грунтов с различным температурным режимом и другими мерзлотными факторами. В районе исследования распространены полигонально-жильные формы рельефа, выражающиеся в развитии полигонов и повторно-жильных льдов. Также на склонах аласов южной экспозиции и долин наблюдаются байджерахи чешуеобразной формы, развивающиеся в результате вытаивания повторно-жильных

Т а б л и ц а 1

Инженерно-геологические элементы (ИГЭ)

Номер ИГЭ (тип грунта)	Средняя суммарная влажность $W_{\text{сум}}$ д. ед.	Средняя пластичность J_p д. ед.	Средняя степень загорф. $I_{\text{ом}}$ д. ед.	Среднее содержание солей D_{sal} %
Слой сезонного промерзания-оттаивания (деятельный слой)				
1 (суглинок твердый)	0,18	0,10	0,03	0,08
2 (суглинок текучий)	0,39	0,08	0,03	0,07
3 (суглинок с примесью органических веществ)	0,30	0,13	0,09	0,09
4 (песок крупный)	0,25	—	—	—
Многолетнемерзлая толща				
5 (суглинок)	0,30	0,09	0,03	0,06
6 (суглинок льдистый)	0,49	0,09	0,04	0,07
7 (суглинок с примесью органических веществ)	0,36	0,13	0,07	0,06
8 (песок пылеватый)	0,22	—	—	—
9 (песок средней крупности)	0,24	—	0,02	0,05
10 (супесь)	0,29	0,06	0,03	0,06

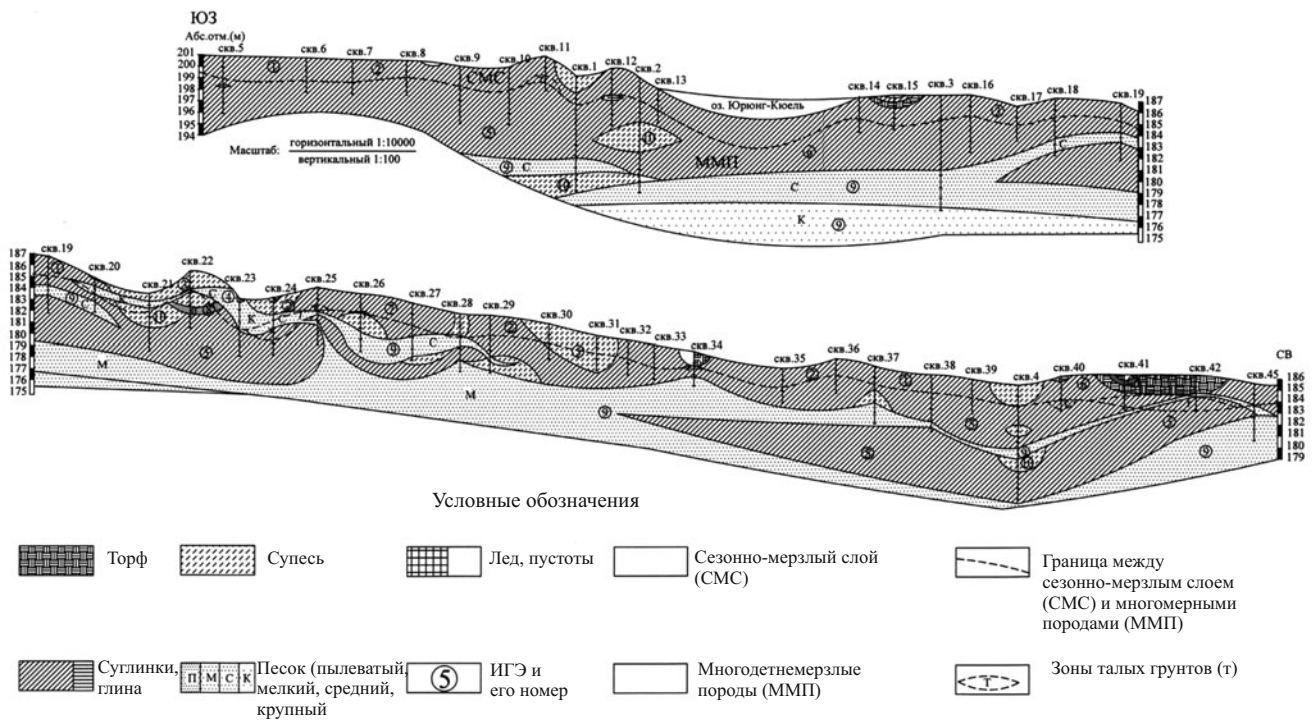


Рис. 2. Инженерно-геокриологический разрез

льдов и льдонасыщенных грунтов. На мелкобугристом микрорельефе поверхности и аласо-низинных долинах развиты многолетние бугры пучения в виде булгуняхов. Высота отдельных булгуняхов достигает 3 – 7 м, а диаметр 30 – 35 м по подножию. Природно-техногенные нарушения природной среды проявляются в развитии промоин по колею и обочине местных грунтовых дорог, в развитии термокарста на местах разработок грунта, нарушений растительного покрова на местах заброшенных жилых и хозяйственных построек, просек ЛЭП и небольших каналов между озерами [2].

Особенность района исследования — повышенная льдистость грунтов и многочисленные повторно-жильные льды. Глинистые грунты большей частью имеют текучую консистенцию, песчаные грунты влажные, по составу преобладают средnezернистые. Грунты незасоленные, с примесью органических веществ, местами заторфованные. В пределах инженерно-геологического разреза выделено 10 инженерно-геологических элементов (табл. 1). Сезонное оттаивание пород в районе исследования начинается в начале мая и достигает 1,4 – 2,8 м (в зависимости от

литологического состава пород) в конце сентября. Промерзание сезонноталого слоя начинается в октябре, происходит и сверху и снизу. Слияние промерзающих слоев происходит в конце января-февраля на глубине 0,7 – 0,8 м от подошвы СТС. Нужно отметить, что в период проведения исследований (буровых работ) в марте на глубине 1,4 – 3,7 м наблюдались прослой от 0,1 до 1,7 м талого грунта, ограниченные сверху и снизу мерзлыми грунтами. Установлено, что вдоль трассы магистрального канала температура пород до изученной глубины (10 м) изменялась от – 5,7 до – 6,2 °С. Надмерзлотные грунтовые воды в сезонноталом слое развиты ограниченно. Основную роль в питании подземных вод СТС играют атмосферные осадки.

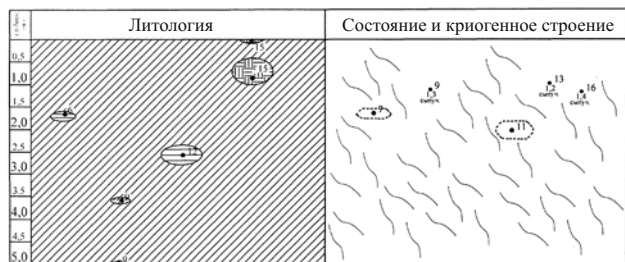
По мнению Э. Д. Ершова [3], “пески, особенно мелкозернистые и средnezернистые, имеют наибольшую (катастрофическую) размываемость, и соответственно глины, суглинки и супеси — наименьшую слабую размываемость, также важно при этом учитывать криогенную текстуру и льдистость грунтов”.

Гранулометрический состав грунтов был определен в лабораторных условиях. Состав песков — сито-

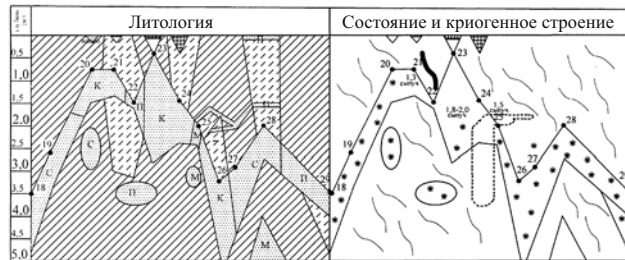
Т а б л и ц а 2

Гранулометрический состав песчаных грунтов деятельного слоя, %

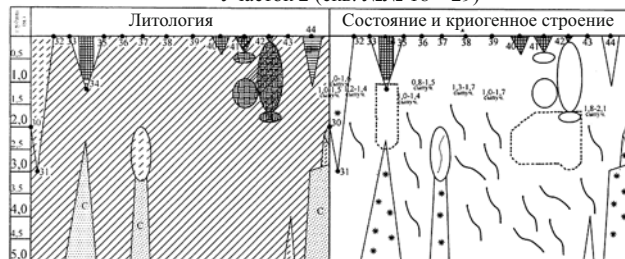
Разновидности песчаных грунтов (состояние толщи грунтов)	Размер частиц, мм					
	< 0,1 пылеватый	0,1 – 0,25 мелкий	0,25 – 0,5 средний	0,5 – 2 крупный	2 – 10 гравел	> 10
Пески крупные (деятельный слой)	10	8	25	38	15	4



Участок 1 (скв. №№ 5 – 17)



Участок 2 (скв. №№ 18 – 29)



Участок 3 (скв. №№ 30 – 45)

- 1 - суглинок; 2 - супесь; 3 - глина; 4 - песок (пылеватый, мелкий, средний, крупный); 5 - торф сильнольдистый; 6 - заторфованный грунт; 7 - зоны талых грунтов; 8 - интервал глубин распространения сыпучемерзлых грунтов; 9 - массивная криотекстура; 10 - тонкослоистая криотекстура; 11 - лед поверхностных вод, пустоты, вода; 12 - точки отбор и номер скважин.

Рис. 3. Литология, состояние, криогенное строение грунтов трассы самотечного канала Туора Кюель — Татта

вым методом (по гранулометрическому составу), типы и разновидности глинистых грунтов (супесь, суглинок, глина) — по числу пластичности [4].

По профилю трассы магистрального канала было пробурено 20 скважин глубиной 3 м и 21 скважина глубиной 5 м на повышенных участках. На пересечениях канала с четырьмя мостовыми переходами — по одной (10 м) скважине в прирусловой части и по две (5 м) — на примыканиях поперек трассы канала. Также на площадке сопряжения канала с р. Татта пробурили три скважины по 5 м. Общий объем бурения составил 245 п. м.

В результате статистической обработки гранулометрического состава грунтов разреза магистрального канала были получены следующие результаты: из общего объема проб — суглинки (72 %), супеси (14 %), пески (11 %), глины (1 %), торф и заторфованные суглинки (1 %), лед подземный и лед поверхностных вод (1 %). При определении гранулометрического состава глинистых грунтов по трассе канала — суглинки (80 %), супеси (18 %) и глины (2 %). Песчаные грунты: пески среднезернистые (67 %), пески крупно-

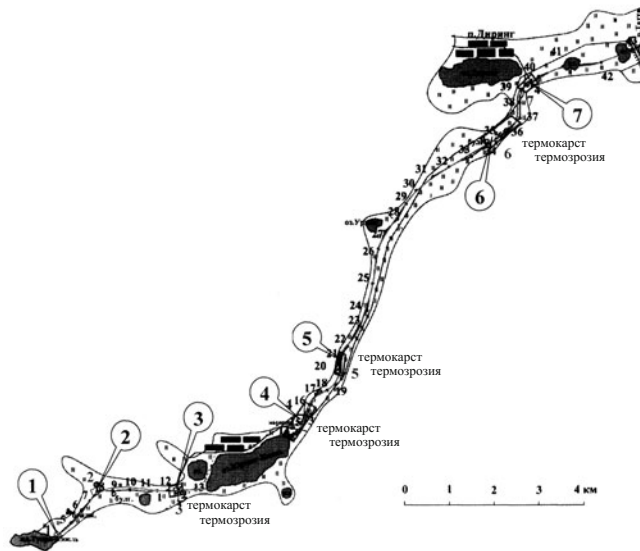


Рис. 4. Схема районирования активизации криогенных процессов (термоэрозии и термокарста) на трассе магистрального канала Туора Кюель — Татта

зернистые (17 %), мелкозернистые (8 %) и пески пылеватые (8 %).

В табл. 2 показано содержание фракций песка в деятельном слое, который наиболее подвержен термоэрозии. В деятельном слое преобладают пески крупные — 38 %.

В зависимости от льдистости мерзлые породы по Э. Д. Ершову [1] подразделяются на слабольдистые 0 – 25 %, льдистые 25 – 50 % и сильнольдистые от 50 %. Особенностью района исследования является развитие грунтов с повышенной льдистостью, которые включают льды промерзших вод озер и болот и незначительные фрагменты повторно-жильных льдов. Льдистость в тонкодисперсных грунтах составляла за счет ледяных включений от 20 до 45 %, а у некоторых суглинков и глин, иногда более 60 %. При оттаивании они приобретали текучую, реже пластичную консистенцию. В процессе бурения в скважинах № 15, 21, 23, 24, 34, 40, 41 и 42 с поверхности вскрыты льды промерзших вод озер, болот и поверхностных вод мощностью от 0,05 до 0,9 м (рис. 3).

В районе исследования мерзлые грунты имеют два типа криогенных текстур (по классификации Е. А. Втюриной и Б. И. Втюрина) — массивную и слоистую (рис. 3). Пески различной зернистости имеют только массивную криогенную текстуру. Легкие супеси и суглинки массивной криогенной текстуры в районе канала встречаются очень редко. В основном супеси, суглинки и глины имеют слоистую криотекстуру. Из видов слоистой криотекстуры встречается тонкослоистая с ледяными шпирями до 5 мм.

Под “состоянием” мерзлых грунтов понимается физическое состояние их на период исследования: твердомерзлые, пластично-мерзлые, сыпучемерзлые, талые. По динамике температурного режима в годовом цикле данного района выделяется слой сезонного оттаивания ССО (летом его называют СТС, зимой —



а)



б)

Рис. 5. Водный поток у водосброса: а — отсыпка крупнообломочного материала; б — водный поток

СМС) и толща многолетнемерзлых пород (ММП). При проведении буровых исследований (в марте) в деятельном слое на глубине от 1,6 до 3,7 м были обнаружены грунты в талом состоянии. Они зафиксированы в пределах сезонно-мерзлого слоя (СМС) и только в скважине № 24. Распространение талых грунтов достигало границы между СМС и ММП и доходило до 3,7 м. По всей видимости, это “перелетки” и зона деятельного слоя несливающегося типа.

Активизация криогенных процессов кроме гранулометрического состава и криогенного строения зависит от скорости водного потока (метод “поплавка”), которая в начале трассы канала была размывающая (1,4 м/с) и далее снижается (0,6 – 0,9 м/с). Летом 2005 г. технологическое воздействие магистрального канала на мерзлотную среду позволило выделить места и участки (рис. 4) активизации термоэрозии и термокарста (всего 7), что послужило основой для построения схемы районирования развития криогенных процессов.

Движение водного потока начинается у места водосброса из водохранилища, где была развита термо-

эрозия в виде промоины длиной до 5 м и глубиной до 1,5 м. Для этого на дно в качестве защиты был положен стальной лист и проведена отсыпка крупнообломочного материала (рис. 4, *участок 1*). Затем водный поток устремляется на северо-восток по руслу ручья Синниэгес (рис. 5). В районе небольшого озера он поворачивает на восток (на участке поворота на левом берегу наблюдается боковая эрозия — расширение русла (*участок 2*)), протекая через проселочную дорогу и мостовые переходы № 1, 2. На мостовом переходе № 2 происходит развитие термокарстых провалов глубиной до 0,5 м. (*участок 3*). Затем поток попадает в озеро Юрюнг-Кюель, на левом берегу которого расположен одноименный поселок. На окраине поселка расположена площадка пилорамы и маслоцех возле которых канал проходит в непосредственной близости. С этого места и до мостового перехода № 3 наблюдается интенсивное развитие термокарстовых и термоэрозионных процессов (ям, просадок, промоин, провалов (*участок 4*)). Глубина термокарстовых провалов и ям доходила до 2 м, протяженность термоэрозионных промоин вместе с термокарстовыми провалами составляла до 40 м. Следующий участок, подвергшийся техногенному влиянию, — искусственный канал в районе скв. 20 и 21 (*участок 5*). Термокарстовые провалы до 1,5 м и термоэрозионные ложбинки глубиной до 0,7 м распространены по обе стороны канала протяженностью около 50 м. На участке скв. 34, 35 по полосе трассы наблюдаются термокарстовые провалы до 2 м (*участок 6*). Затем поток снова устремляется в северо-восточном направлении, до мостового перехода 4 (*участок 7*), где также происходит развитие термокарстых провалов глубиной до 0,5 м, здесь направление меняется на восточное, до впадения в р. Татта.

Из вышесказанного можно сделать вывод, что такой подход к оценке и прогнозированию криогенных процессов позволяет решать практические задачи в районах с широким распространением ММП, оценивать сложность мерзлотных условий и степень проявлений криогенных процессов, разработать мероприятия по ослаблению активизации криогенных процессов, оптимально планировать и размещать строительные объекты, определять степень экологической безопасности территории.

Список литературы

1. *Ершов Э. Д.* Общая геокриология: Учебник для вузов. — М.: Недра, 1990. 559 с.
2. *Сальва А. М.* Инженерно-геокриологические условия района строительства магистрального канала в Центральной Якутии // Криосфера Земли. 2006. п. X. № 4. С. 14 – 18.
3. *Термоэрозия дисперсных пород* / Под ред. Э. Д. Ершова. — М.: Изд-во Моск. Ун-та, 1982. 196 с.
4. *Методическое пособие по инженерно-геологическому изучению горных пород* / Под ред. Е. М. Сергеева. — М.: Недра, 1984. Т. 2. 438 с.

Оценка водоупорной способности экрана из аллювиальных суглинков на основе изучения микроструктуры грунта и фильтрационных исследований

Аверьянов В. Н., инженер (ЗАО “ПИНИБ “ГИТЕСТ”)

Изложены результаты комплексных исследований микроструктуры и фильтрационной прочности аллювиальных суглинков, выполненных для опытной насыпи экрана золоотвала Рязанской ГРЭС. Показано, что суглинки с числом пластичности более 0,10 д. ед. могут укладываться в экран при естественной влажности и при этом должны обязательно уплотняться до состояния, характеризуемого средним коэффициентом водонасыщения 0,9. Водопроницаемость суглинков, уплотненных таким образом, снижается в десятки тысяч раз по отношению к природному сложению. Уложенные в экран суглинки характеризуются практически однородной и слабоориентированной матричной микроструктурой, обладают высокой водоупорной способностью и могут воспринимать без внутреннего перемещения грунтовых частиц градиенты напора до 400.

Ключевые слова: противофильтрационный экран, суглинки, водопроницаемость, уплотнение, коэффициент водонасыщения, микроструктура, плотность, влажность.

К настоящему времени накоплен значительный опыт строительства противофильтрационных экранов из глинистых грунтов четвертичных отложений с укладкой этих грунтов при естественной влажности, при этом вместо оптимальной влажности и максимальной плотности контрольными параметрами качественной укладки глинистых грунтов в сооружении являются консистенция и коэффициент водонасыщения [1]. К таким сооружениям относятся, например, экран бассейна суточного регулирования Зеленчукской ГЭС, экраны с дамбами реконструированных иловых площадок Курьяновских очистных сооружений МГУП “Мосводоканал” в России и экран верхнего аккумулирующего водоема Днестровской ГАЭС на Украине.

Главной особенностью эксплуатационного режима работы экранов является воздействие больших градиентов напора при фильтрации воды через экран, поэтому даже в тех случаях, когда фильтрационная устойчивость глинистых грунтов в местах выхода фильтрационного потока из экрана обеспечена подбором соответствующих дренажей, возникает вопрос о водоупорных свойствах самого экрана, т.е. о величине допустимых градиентов напора, не вызывающих внутреннего перемещения частиц глинистого грунта, приводящих к потере водоупорной способности экрана. Такие исследования были выполнены ЗАО “ПИНИБ “ГИТЕСТ” для аллювиальных суглинков золоотвала Рязанской ГРЭС.

В естественной залежи эти суглинки имеют твердую, полутвердую, тугопластичную и мягкопластичную консистенцию, включая прослой и линзы песка толщиной 0,5 – 1,0 м. Содержание глинистых частиц в грунте изменяется от 9,4 до 13,6 %. Глинистая составляющая (частицы менее 0,005 мм) характеризуется каолинит-гидрослюдистым составом. Легкорастворимых солей в грунте почти не имеется, среднерастворимых содержится до 0,5 % и труднорастворимых — до 3,0 % по массе. Число пластичности грунтов составляет 0,10 – 0,14 д. ед., в среднем 0,12 д. ед. По

данным инженерных изысканий коэффициент фильтрации грунтов толщи $K_f = A \cdot 10^{-4}$ см/с, где A — любое число от 1 до 10. Требуемые параметры укладки грунтов в экран приведены на рис. 1 в сравнении с результатами лабораторного уплотнения проб грунтов, отобранных из естественной залежи при изысканиях. Учитывая, что укатка отсыпаемого грунта производилась автосамосвалами, контрольный параметр консистенции — показатель текучести был принят $J_L \leq 0,5$, т.е. к укладке в тело экрана допускали грунты твердой, полутвердой и тугопластичной консистенции, которые после уплотнения должны были иметь коэффициент водонасыщения $S_r \geq 0,8$ при среднем значении 0,9. Влажность грунта могла изменяться от 0,12 до 0,26, а плотность сухого грунта — от 1,60 до 1,94 г/см³.

На опытной насыпи были отобраны пробы грунта для изучения микроструктуры уплотненного суглинка и для фильтрационных исследований. Изучение микроструктуры глинистого грунта, уплотненного по новым требованиям, производили с целью определения формы и истинных размеров пор, по которым происходит фильтрация воды, вместо условных поровых каналов, чей диаметр в [2, 3] определяется расчетом по аналогии с песчаными грунтами исходя из экспериментально установленных величин коэффициента фильтрации. Отбор проб осуществляли режущими кольцами из шурфов в нижней части отсыпанных слоев. Кольца с пробами грунта зачищали и укладывали в контейнер (рис. 2), в котором их транспортировали в лабораторию для проведения испытаний. Контейнер для хранения и транспортировки грунта состоял из металлического цилиндра 1, пластмассовых перфорированных дисков 2, на которые опирались кольца 3 с отбираемыми пробами. Для предотвращения потери влажности каждое кольцо с пробой герметизировалось прокладкой из полиэтиленовой пленки 4. Кольца в контейнере неподвижно фиксировались через штамп 5, сухарь 6 путем передачи усилия зажимным винтом 7.

нить микроструктуру образцов в двух взаимно перпендикулярных сечениях. Образец № 1 с влажностью 0,20 д. ед. и плотностью сухого грунта 1,72 г/см³ был подвергнут фильтрационным испытаниям при градиентах напора 100, 200 и 400 в течение 120 ч, после чего этот же образец прошел микроструктурные исследования. Из этого образца было приготовлено два (1 – 1 и 1 – 2). Поверхность образца 1 – 1 была ориентирована перпендикулярно действию сил на карте отсыпки и направлению фильтрационного потока в фильтрационном приборе. Поверхность образца 1 – 2 была ориентирована параллельно действующим силам и направлению фильтрационного потока.

Образец № 2 с влажностью 0,21 д. ед. и плотностью сухого грунта 1,71 г/см³ фильтрационных испытаний не проходил. Его структура испытывала только действие сил при укатке груженым автотранспортом. Ориентировка поверхности образца 2 – 1 была перпендикулярна действию сил, а образца 2 – 2 — параллельна действию сил.

Количественный анализ микроструктуры проводили с помощью прикладных программ. В ходе анализа рассчитывали такие количественные показатели микроструктуры, как величина общей пористости, эк-

вивалентные диаметры и суммарные площади пор, их вклад в общую пористость, средние значения коэффициента формы для каждой категории пор, степень ориентации и фильтрационный коэффициент, выраженный в миллидарси. Фильтрационный коэффициент определяли как сумму произведений содержания пор каждого гидравлического радиуса на его величину во второй степени. По гистограммам распределения эквивалентных диаметров пор выделяли отдельные категории пор, такие, как межчастичные, межультрамикроагрегатные, мелкие и крупные межмикроагрегатные. По гистограммам распределения пор по суммарным площадям оценивали вклад каждой выбранной категории пор в общую пористость образца.

На рис. 3 показаны РЭМ-изображения характерных участков двух сечений образца № 1, прошедшего фильтрационные испытания: перпендикулярно (а) и параллельно (б) фильтрационному потоку. Результаты расчетов параметров микроструктуры приведены в табл. 1. Из анализа таблицы следует, что поровое пространство образца № 1 имеет однородную структуру в двух перпендикулярных направлениях сечений. В сечении образца 1 – 1 встречаются межчастичные ультрамикропоры с эквивалентным диаметром

Т а б л и ц а 1

Результаты расчетов параметров микроструктуры образцов грунта по РЭМ-изображениям

Номер образца и его ориентация	Количественные характеристики микроструктуры															
	Эквивалентные диаметры пор, мкм				Вклад пор разных категорий в общую пористость, %				Среднее значение коэффициента формы для каждой категории пор				Степень ориентации, %, k_a	Пористость, %		Фильтрационный коэффициент, мд
	D_4	D_3	D_2	D_1	N_4	N_3	N_2	N_1	kf_4	kf_3	kf_2	kf_1		по РЭМ-изображениям	средняя по образцу	
1–1 перпендикулярно действию сил при укатке и направлению фильтрационного потока	0,067 – 0,176	0,176 – 1,21	1,21 – 10,13	10,13 – 26,56	14,4	25,6	52,7	7,3	0,413	0,418	0,468	0,515	3,1	34,02	36,75	0,0176
1–2 параллельно фильтрационному потоку	0,065 – 0,259	0,259 – 2,77	2,77 – 11,02	11,02 – 29,56	13,3	28,8	48,2	9,7	0,422	0,445	0,506	0,563	5,5	38,67		0,0223
2–1 перпендикулярно действию сил при укатке	0,074 – 0,232	0,232 – 1,27	1,27 – 10,22	10,22 – 26,33	6,3	30,1	55,3	8,3	0,419	0,425	0,522	0,573	13,4	33,01	37,15	0,0154
2–2 параллельно действию сил при укатке	0,067 – 0,175	0,175 – 1,44	1,44 – 11,81	11,81 – 25,39	7,7	32,2	49,2	10,9	0,420	0,450	0,489	0,530	2,1	30,79		0,0123

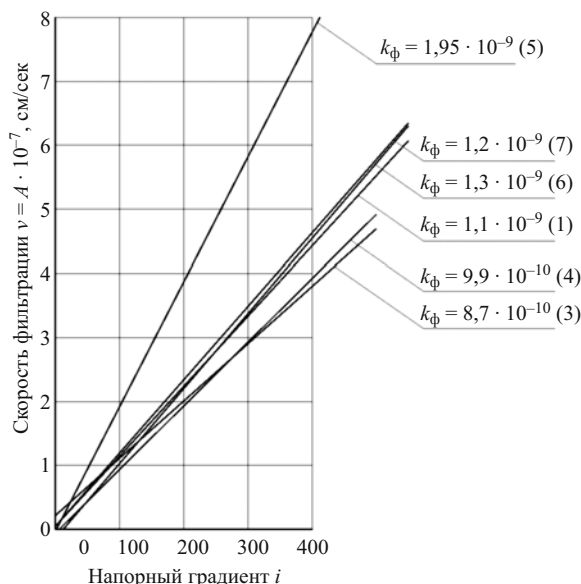


Рис. 5. Обобщенные результаты определения коэффициента фильтрации грунтов k_{ϕ} , см/с, с карты опытной укатки золоотвала Рязанской ГРЭС:

(1), (3), (4), (5), (6), (7) — номера проб, отобранных из опытной насыпи

$D_4 = 0,067 \dots 0,176$ мкм, анизометричной формы ($k_{f4} = 0,413$). Вклад этих пор в общую пористость не превышает 14,4 %, при общей пористости по РЭМ-изображению 34,02 %. Присутствующие межультрамикроагрегатные поры с $D_3 = 0,176 \dots 1,21$ мкм составляют до 25,6 % от общей пористости. Эти поры также имеют анизометричную форму ($k_{f3} = 0,418$). Большая часть порового пространства (52,7 % от общей пористости) представлена межмикроагрегатными мелкими порами с $D_2 = 1,21 \dots 10,13$ мкм. Форма пор более изометричная ($k_{f2} = 0,468$). Реже встречаются крупные межмикроагрегатные поры с $D_1 = 10,13 \dots 26,56$ мкм изометричной формы ($k_{f1} = 0,515$). Их вклад в поровое пространство небольшой и составляет всего 7,3 %. Микроструктура образца 1 – 1 имеет степень ориентации $k_a = 3,1$ % и по классификации [4] является матричной, слабоориентированной.

Для микроструктуры образца 1 – 2 также характерна слабая ориентация частиц $k_a = 5,5$ %. Изучение двух взаимно перпендикулярных сечений грунта показало однородность и слабую ориентированность матричной микроструктуры грунта протифильтрационного экрана.

На рис. 4 показаны РЭМ-изображения характерных участков двух сечений образца № 2, не подвергнувшегося фильтрационным испытаниям. Один из них (2 – 1) своей плоскостью ориентирован перпендикулярно действию сил при укатке грунта, а другой (2 – 2) — параллельно. Результаты расчетов параметров микроструктуры также сведены в табл. 1.

В сечении образца 2 – 1 встречаются межчастичные ультрамикropоры с эквивалентным диаметром $D_4 = 0,074 \dots 0,232$ мкм анизометричной формы

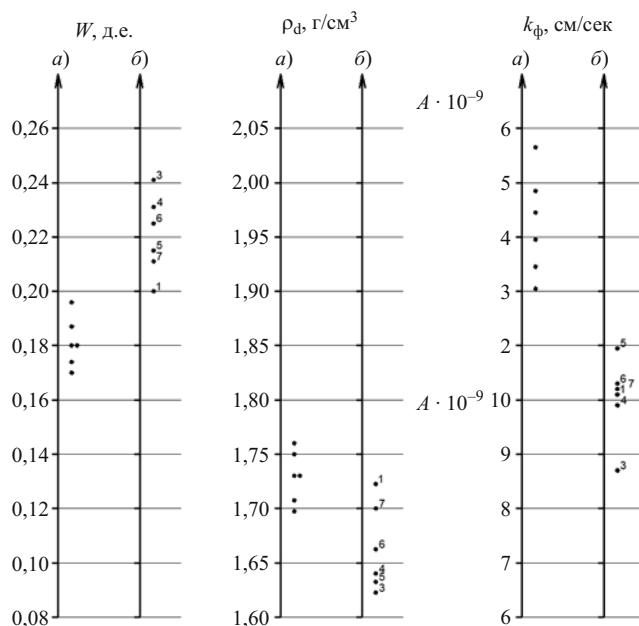


Рис. 6. Графики рассеяния влажности W , плотности сухого грунта ρ_d и коэффициента фильтрации k_{ϕ} грунтов по лабораторным испытаниям образцов:

а — сформированных при оптимальной влажности и максимальной плотности по ГОСТ 22733-2002;

б — отобранных с карты опытной укатки

($k_{f4} = 0,419$). Эти поры составляют 6,3 % от общей пористости, равной 33,01 %. Несколько более крупные межультрамикроагрегатные поры с $D_3 = 0,232 \dots 1,27$ мкм также анизометричны по форме ($k_{f3} = 0,425$) и составляют 30,1 % от общей пористости. Межмикроагрегатные мелкие поры с $D_2 = 1,27 \dots 10,22$ мкм составляют большую часть порового пространства, а именно 55,3 %, и имеют более правильную изометричную форму ($k_{f2} = 0,522$). Крупные межмикроагрегатные поры $D_1 = 10,22 \dots 26,33$ мкм достаточно редки, изометричны ($k_{f1} = 0,573$) и составляют 8,3 % порового пространства. Ориентированность структуры слабая с $k_a = 13,4$ %, но выше, чем в двух сечениях образца № 1. Несколько повышенная ориентированность частиц в сечении образца 2 – 1 не способствует проявлению какой-либо анизотропии. Следует отметить, что при аналогичных параметрах микроструктуры образца 2 – 2 степень ориентированности микроструктуры слабая с $k_a = 2,1$ %. Для обоих сечений изученного образца, как и для образца № 1, характерна однородная матричная слабоориентированная микроструктура. Кроме того, оба образца сходны по микроструктурному строению и фильтрационным параметрам во взаимно перпендикулярных направлениях. Так, рассчитанная по РЭМ-изображениям величина фильтрационного коэффициента лежит в пределах 0,0123 – 0,0223 миллидарси.

Матричная микроструктура характеризуется наличием сплошной неориентированной глинистой массы (матрицы), в которой содержатся беспорядочно расположенные пылеватые и песчаные зерна, не контактирующие между собой. Глинистое вещество агре-

Результаты определения прочности глинистых грунтов на растяжение по данным НП “Бауграунд” [6]

Число пластичности I_p , д. ед.	Прочность на растяжение C_0 , г/см ²
0,10	5
0,15	10
0,20	15
0,25	20
0,30	25

гировано и находится в виде ультрамикрoагрегатов и микрoагрегатов. Форма пор меняется от анизометрических (межультрамикрoагрегатных), эквивалентный диаметр которых не превышает 1,27 мкм, до изометрических (межмикрoагрегатных), эквивалентный диаметр которых достигает нескольких микрометров или даже нескольких десятков микрометров, а именно 29,56 мкм.

В тонких слоях толщиной менее 0,15 мкм вода обладает упругими свойствами и характеризуется модулем сдвига порядка 2 кг/мм², т.е. 20 МПа [2, 5], поэтому фильтрация воды через межчастичные ультрамикрoпоры невозможна. Межультрамикрoагрегатные поры и мелкие межмикрoагрегатные поры, частично занятые связанной водой, являются основными путями фильтрации. В крупных межмикрoагрегатных порах практически исключено влияние связанной воды на фильтрацию и устойчивость глинистых частиц, поэтому по ним наиболее вероятны отрыв и перемещение частиц грунта фильтрационным потоком с последующим прорывом воды.

Водоупорная способность суглинков экрана оценена по величине допустимого градиента напора, не вызывающего внутреннего перемещения частиц грунта, который определяется согласно [6] по формуле

$$i = \frac{1}{d_p} \cdot \frac{C_0}{1 \cdot 1,1 \cdot \gamma_w} - \frac{\gamma \cos \beta_1}{1,1 \gamma_w}, \quad (1)$$

где d_p — диаметр пор, см; C_0 — прочность грунта на растяжение, г/см²; $\gamma_w = 1$ г/см³ — плотность воды; γ — плотность влажного грунта, г/см³; β_1 — угол наклона экрана, град.

Это выражение применимо к связным грунтам, отвечающим следующим требованиям:

$0,1 \leq I_p \leq 0,5$, где I_p — число пластичности, д. ед.;

$d_{10} \leq 0,002 \leq d_{50}$, $d_{100} \leq 80$, где d_{10} , d_{50} , d_{100} — диаметр частиц, процентное содержание которых в грунте составляет соответственно 10, 50 и 100 %;

непрерывность кривой гранулометрического состава грунта противofильтрационного элемента и примыкающей к нему части сооружения;

влажность грунта $W \geq W_{opt}$, где W_{opt} — оптимальная влажность грунта;

коэффициент водонасыщения $S_r \geq 0,95$;

равномерность уплотнения, определяемая как отношение действительной плотности к требуемой, 0,95;

хорошее сцепление между слоями насыпи;

диаметр пор в грунте $d_p \leq 10$ мм.

Так как наиболее опасными с точки зрения отрыва и перемещения глинистых частиц фильтрационным потоком являются самые крупные поры, максимальный диаметр которых, согласно табл. 1, составляет 10,22 – 29,56 мкм, принимаем для расчета $d_p = 30$ мкм = 0,003 см.

К определению прочности глинистых грунтов на растяжение C_0 , используемой в фильтрационно-суффозионных расчетах, существует два принципиально различных подхода. В одном из них эту прочность определяют для заданного состояния грунта, например [7, 8], в другом — для состояния грунта на границе текучести, например [2, 6]. В рассматриваемом случае фильтрации воды по крупным межмикрoагрегатным порам глинистый грунт на контакте с водой может набирать влажность до перехода в текучее состояние, поэтому его прочность на растяжение следует определять при влажности на границе текучести.

Результаты экспериментальных определений этой прочности, выполненных в НП “Бауграунд” для различных глинистых грунтов, приведены в табл. 2. Как видно из таблицы, для рассматриваемых суглинков расчетная прочность на растяжение может быть принята $c_0 = 5$ г/см².

Следует отметить, что такая же величина расчетной прочности суглинков на растяжение рекомендована в [9] при оценке их сопротивляемости размыву с учетом действия длительных пульсационных нагрузок от водного потока.

Для плотности влажного грунта 2,07 г/см³ (при $\rho_d = 1,71$ г/см³, $W = 0,21$) и реально возможных углов наклона экрана от 0 до 60° формула (1) примет вид

$$i = \frac{1}{0,003} \cdot \frac{5}{4 \cdot 1,1 \cdot 1} - \frac{2,07(0,5 \dots 1,0)}{1,1 \cdot 1} = 379 - (0,9 \dots 1,9) = 378,1 \dots 377,1$$

Таким образом, на основе изучения микроструктуры образцов грунта установлено, что суглинок экрана имеет матричную микроструктуру, может выдерживать напорные градиенты фильтрации порядка 400 без нарушения его структуры и без перемещения мельчайших частиц внутри грунта. Глинистые грунты малой пластичности, например супеси, не обладают прочностью на растяжение, т.е. $C_0 = 0$. В случае недо-

уплотнения они легко переходят в текучее состояние и теряют способность удерживать напоры воды.

Для проверки полученных результатов по оценке водоупорной способности суглинков экрана была выполнена серия фильтрационных испытаний образцов грунта экрана на приборе ПФГ-1 при напорных градиентах фильтрации до 400. Конструкция прибора и методика проведения испытаний подробно описана в [10].

Фильтрационные испытания проводили для проб с плотностью сухого грунта ρ_d от 1,62 до 1,72 г/см³. При испытаниях в качестве рабочей жидкости использовали дистиллированную воду, а испытания проводили по нисходящей ветви градиентов напора. Результаты фильтрационных испытаний приведены на рис. 5 в виде графиков зависимости скорости фильтрации V от напорного градиента i . Коэффициент фильтрации k_f определяли как частное от деления скорости фильтрации на напорный градиент. Значения коэффициентов фильтрации изменялись от $8,7 \cdot 10^{-10}$ до $1,95 \cdot 10^{-9}$ см/с. Полученные в ходе испытаний положительные и отрицательные начальные градиенты фильтрации связаны с направлением осмотического потока и в практических целях принимались равными нулю. Линейная зависимость скорости фильтрации от напорных градиентов для всех проб грунта свидетельствует о том, что их водоупорная способность не изменялась при росте градиентов до 400.

Для сравнения результатов лабораторных испытаний образцов грунта, сформированных уплотнением при оптимальной влажности до максимальной плотности, и образцов, отобранных из опытной насыпи экрана, построены графики рассеяния их влажности, плотности и коэффициента фильтрации (рис. 6). Как видно на рис. 6, коэффициенты фильтрации образцов из опытной насыпи несколько ниже коэффициентов фильтрации образцов, сформированных в лаборатории при оптимальной влажности и максимальной плотности. Это говорит о том, что грунт, уплотненный при естественной влажности в опытной насыпи, более деспергирован, чем грунт, уплотненный при оптимальной влажности по ГОСТ 22733-2002.

В целом фильтрационные испытания показали низкие значения коэффициентов фильтрации суглинков при их уплотнении с естественной влажностью.

Выводы

1. Выполненными исследованиями установлено, что уплотнение аллювиальных суглинков в теле экрана при естественной влажности до состояния, характеризующего коэффициентом водонасыщения

0,8 – 1,0, позволяет снизить их водопроницаемость более чем в десятки тысяч раз относительно водопроницаемости в природной залежи.

2. Грунт экрана характеризуется практически однородной и слабоориентированной матричной микроструктурой, в которой можно выделить по водопроницаемости три группы пор: непроницаемые (~ 10 % от общего количества), слабопроницаемые (~ 80 %) и проницаемые (~ 10 %). Этот грунт может воспринимать без внутреннего перемещения грунтовых частиц, а следовательно, без нарушения структуры градиенты напора до 400.

3. Низкая общая водопроницаемость грунта экрана обусловлена микроструктурой, искусственно сформированной уплотнением, поэтому необходимым условием надежной работы экрана из глинистого грунта является сохранение параметров плотности-влажности, полученных в процессе его возведения.

Список литературы

1. *Аверьянов В. Н., Воронин С. Г.* О применении глинистых грунтов четвертичных отложений в противофильтрационных экранах гидротехнических сооружений // Гидротехническое строительство. 2009. № 8.
2. *Истомина В. С., Буренкова В. В., Мишурова Г. В.* Фильтрационная прочность глинистых грунтов. — М.: Стройиздат, 1975.
3. *Жиленков В. Н.* Водопроницаемость экранов из глинистых грунтов (опыт исследований) // Материалы конференции и совещаний по гидротехнике: Фильтрационные исследования и расчеты при проектировании гидротехнических сооружений / ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. — Л.: Энергоатомиздат, 1983.
4. *Осипов В. И., Соколов В. Н., Румянцева Н. А.* Микроструктура глинистых пород. — М.: Недра, 1989.
5. *Дерягин Б. В.* Исследования по внешнему трению и прилипанию. Теория прилипания // Журнал физической химии. 1935. Т. VI. Вып. 10.
6. *Rehfeld E.* Neue Erkenntnisse hinsichtlich der Verformungsbeständigkeit der Lockergesteine gegenüber Wirkungen des Sickerwassers. WWT, 18. Jahrgang (1968). H. 7.
7. *Рекомендации по проектированию и строительству противофильтрационных экранов золоотвалов и накопителей производственных сточных вод электростанций.* П82 – 79 / ВНИИГ. Л., 1980.
8. *Рекомендации по методике лабораторных испытаний грунтов на водопроницаемость и суффозионную устойчивость:* П12 – 83 / ВНИИГ. Л., 1984.
9. *Мирихулава Ц. Е.* Размыв русел и методика оценки их устойчивости. — М.: Колос, 1967.
10. *Борткевич С. В., Воронин С. Г.* Фильтрационные исследования глинистых грунтов экрана верхнего водоёма Днестровской ГАЭС при высоких градиентах напора // Безопасность энергетических сооружений / ОАО “НИИЭС”, 2005. Вып. 15.

Лабораторное и теоретическое исследование динамики размыва речного дна вблизи подводного перехода

Дегтярев В. В., доктор техн. наук (Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет),

Шлычков В. А., доктор физ.-мат. наук

(Институт водных и экологических проблем СО РАН)

Работа посвящена моделированию течений в руслах и переносу наносов при размыве трубопроводов. Анализируются результаты, полученные в лабораторных экспериментах по обтеканию цилиндра в лотке с размываемым дном. Эксперименты служат фактологической основой для формулирования численной гидродинамической модели. Проводится расчет кинематического режима и прогноз динамики размыва для изучения локальной устойчивости русла вблизи подводных переходов.

Ключевые слова: гидравлическое моделирование, гидродинамический лоток, лабораторный эксперимент, размыв дна, численная модель, прогноз русловых деформаций.

Донный грунт речного русла в местах залегания трубопровода подвержен риску размыва как вследствие обычного транспорта влекомых наносов, так и по причине динамической неоднородности потока, нарушающей естественный русловый режим в реке при обтекании препятствия [1]. На размывом участке дна часто присутствует провисание трубопровода, что приводит к генерации свободных колебаний и развитию резонансных явлений. Эти обстоятельства могут привести к механическому разрушению дюкера и опасной утечке загрязняющих веществ в воду.

Таким образом, русловые процессы на участках подводных переходов создают значительную опасность для трубопроводов. Для предотвращения риска повреждения трубопроводов и прогнозирования аварийных ситуаций необходимо знать причины активизации этих процессов, закономерности распространения и масштабы пространственно-временной изменчивости.

Процессы переноса аллювия вблизи трубопровода носят сложный характер, включающий несколько стадий и имеющий стохастическую природу. Интенсивность деформаций русла во времени зависит не только от свойств грунтов, слагающих ложе реки, но и от скоростей течения, параметров трубопровода. Система “водный поток — размываемое русло” является саморегулирующей (спонтанной), что находит отражение в балансе транспортирующей способности течения и морфологического строения дна. Наличие на дне препятствия приводит к локальному изменению структуры придонных скоростей и, следовательно, обуславливает нарушение естественного баланса. Так, торможение потока перед препятствием может понизить транспортирующую способность и вызвать аккумуляцию аллювия у переднего фронта трубы. Фор-

мирование местных циркуляций и турбулентных вихрей способно значительно осложнить процесс перераспределения наносов.

Надежные детерминированные методы расчета локальных деформаций донного профиля в условиях наличия препятствия на дне фактически отсутствуют. Используемые в настоящее время методы прогноза русловых деформаций основаны на гидроморфологическом подходе [2] и, по сути, являются экспертными оценками. Данная работа посвящена численному моделированию течений в руслах и переносу наносов как инструмента анализа и прогнозирования размывов трубопроводов. В цели исследования входили воспроизведение кинематического режима и расчет динамики размыва для изучения локальной устойчивости русла вблизи подводных переходов. Математическая постановка задачи проводилась на основе результатов, полученных при анализе лабораторных экспериментов по обтеканию цилиндра.

Результаты исследования влияния трубопровода на скоростную структуру потока могли бы оказаться полезными при решении следующих практических задач:

гидродинамическая интерпретация инструментальных наблюдений трубопроводов на подводных переходах, изучение причин и механизмов развития размывов;

анализ данных систем мониторинга русловых процессов, определение значимых факторов размыва трубопроводов, прогноз донных деформаций вблизи подводных переходов;

определение необходимости и целесообразности засыпки грунтом погруженной трубы;

получение данных для проектирования защитных устройств, если обычная засыпка грунта окажется недостаточной или неэффективной;

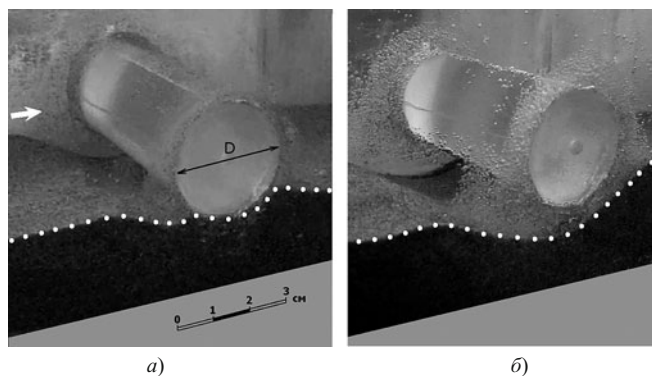


Рис. 1. Геометрия подвижного дна в лотке при обтекании цилиндра, лежащего на песке, на начальном этапе (*а*) и при развитии размыва (*б*). Точечные линии показывают положение донного профиля

получение исходных данных для технологических и экологических расчетов, разработки превентивных мер защиты при строительстве подводных переходов;

расчет параметров воздействия трубы на скоростную структуру потока во время погружения;

расчет динамических нагрузок и сопротивления трубы при ее частичном заглублении в грунт.

Лабораторные эксперименты

Экспериментальные исследования турбулентного течения в области сопряжения обтекаемого препятствия и размываемого дна весьма малочисленны, а в нашей стране практически отсутствуют. Представленные ниже эксперименты проведены с целью выяснения общей картины формирования размывов и установления особенностей развития донных деформаций при обтекании цилиндра.

Опыты проводились в Новосибирском государственном архитектурно-строительном университете (Сибстрин) на кафедре гидравлики. Экспериментальная установка представляла собой лоток с ровным горизонтальным дном, покрытым слоем калиброванного песка с медианным диаметром 0,2 мм. Ширина лотка составляла 0,2 м, длина — 5 м. Цилиндр из оргстекла диаметром 28 мм перед началом эксперимента лежал на дне без погружения в песок, образуя линию касания, нормальную к водному потоку. В таком положении торцы цилиндра жестко закреплялись на боковых стенках лотка для имитации реальных условий, когда труба вдоль трассы подводного перехода неподвижна и опирается на донный рельеф.

Эксперименты проводились при средней глубине потока 120 мм и входной скорости 0,21 м/с, обеспечивающей активизацию процессов перемещения донного материала. Невозмущенный поток натекал на цилиндр слева (стрелка белого цвета на рис. 1, *а*). Речной аналог потока в лотке по критерию подобия, задаваемому числом Фруда с мас-

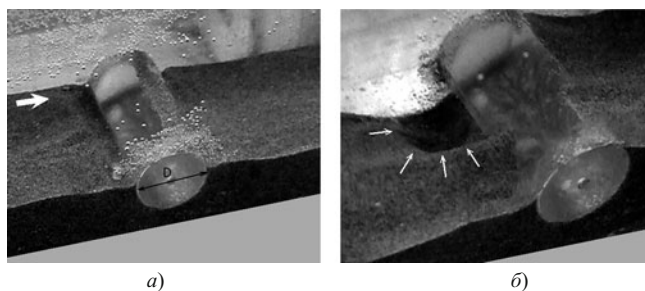


Рис. 2. Геометрия дна при обтекании цилиндра, погруженного в песок на половину диаметра, на начальном этапе (*а*) и при формировании локального размыва (*б*)

штабным коэффициентом 50, соответствует водотоку глубиной 6 м и скорости течения 1,5 м/с.

Время проведения эксперимента было ограничено периодом свободного взаимодействия потока с препятствием без возмущающего влияния граничного режима со стороны входного створа. Вблизи входного сечения вследствие турбулентности и неоднородности донных касательных напряжений формируется песчаный вал, который постепенно смещается вниз по потоку. Его сближение с цилиндром нарушает ясную картину явления, а соответствующий момент времени является предельным для интерпретации процессов донной деформации, обусловленных только локальными эффектами обтекания. В соответствии с параметрами лотка, скоростью течения, темпам продвижения в область граничного возмущения временной интервал с выраженным размывом дна в экспериментах не превышал 90 мин.

Рис. 1, *а* показывает донный рельеф под цилиндром на начальном этапе эксперимента. При достаточно большой скорости потока, превышающей неразмывающее значение, песчаный грунт под лежащим на дне цилиндром становится подвержен размыву. Обтекание препятствия сопровождается хаотичными турбулентными пульсациями, хорошо заметными при визуальном анализе траекторий отдельных песчинок-трассеров. К фронту цилиндра наблюдается поступление массы влекаемых наносов за счет обычных механизмов переноса аллювия сверху вниз в подвижном русле. Часть массива песчинок движется по замкнутым вихревым траекториям под передним краем цилиндра, другая часть сальтирует, перелетая через цилиндр и оседая в тыльной части. Наблюдения показали, что за цилиндром образуется зона рециркуляции с обратным направлением течения у дна. Величина придонной скорости в рециркуляции недостаточна для генерации сдвигающих касательных напряжений, поэтому встречный поток наносов в тыльной части препятствия отсутствует. Однако здесь развиваются вынужденные восходящие движения, которые перехватывают поток частиц с переднего края и изменяют их траекторию.

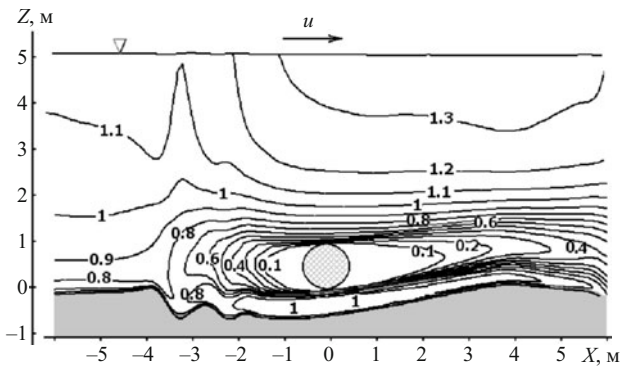


Рис. 3. Изолинии модуля продольной скорости u , м/с, и расчетная геометрия рельефа при обтекании трубы, полученные в численном эксперименте к моменту $t = 120$ мин

Дополнительные трудности в реконструкцию общей картины явления вносят спонтанно возникающие крупные турбулентные вихри с масштабами, сопоставимыми с диаметром цилиндра. В каждый момент времени картина движения наносов оказывается довольно запутанной и неоднозначной. В целом интенсивность размыва определяется приходно-расходным балансом массы у переднего края и в тыльной части цилиндра. Результаты экспериментов позволяют утверждать, что в рассматриваемых условиях вполне определенно развивается размыв дна под цилиндром.

Структуру донного профиля при оформившемся размыве иллюстрирует рис. 1, б в момент времени 90 мин после начала обтекания. Актуальную форму донного профиля характеризует точечная кривая. Дальнейшее проведение эксперимента приостановлено по причине окончания полезного периода.

В других экспериментах изучались процессы размыва при различном положении цилиндра относительно поверхности дна. Так, на рис. 2 показано образование размыва в окрестности цилиндра, погруженного в песок на половину своего диаметра. Эффекты стохастичности наглядно проявляются в виде неравномерности профиля дна по фронту цилиндра. На рис. 2, б стрелками отмечен контур хорошо заметной промоины в грунте. Характерный размер углубления близок к диаметру цилиндра, что указывает на турбулентную природу образования размыва, связанную с развитием крупных вихрей. Выраженная разнородная структура подвижек рельефа на рис. 2, б подтверждает общий тезис о генерации отдельных размывов под трубопроводами не синхронно по всей длине трубы, а локально, под воздействием местных мелкомасштабных возмущений [3].

В реальных руслах возникший размыв может оставаться локализованным и не развиваться, а может распространяться от места генерации вдоль трубопровода, образуя чередование зон размыва и зон недеформированного дна. При активном развитии эрозионных процессов под трубой промежуточные

недеформированного дна со временем сокращаются, и на них сосредоточивается полный вес трубы. Прорыву смеси песка и воды снизу предшествует увеличение перепада давления по разные стороны трубы. Сам прорыв происходит мгновенно и является главным механизмом, ответственным за размыв трубопроводов.

Численное моделирование

Переходя к теоретическим методам изучения механизмов размыва, отметим, что полное описание упомянутых процессов представляет нетривиальную задачу и на современном этапе исследований не поддается прямому воспроизведению средствами математического моделирования. В частности, имитация скоротечного явления прорыва и формирования протечки под трубой требует учета реологических свойств водопесчаной смеси с точки зрения гидромеханики неньютоновской жидкости и представляет серьезную теоретическую проблему. Возникает, однако, другая важная задача — изучение устойчивости уже сформированного размыва, тем более что возможности лабораторного экспериментирования ограничены размером лотка и не позволяют проследить динамику русловых деформаций в течение длительного времени.

Серия лабораторных опытов сыграла существенную роль в прояснении постановочно-методологических аспектов гидродинамической задачи и позволила обоснованно сформулировать математическую модель. В частности, получен вывод о неприемлемости широко используемых в практике моделирования подходов, основанных на осреднении параметров потока по глубине (модели на основе уравнений Сен-Венана [4]). В данном случае принципиально важно в явном виде воспроизвести тонкую вертикальную структуру гидродинамических полей для правильного описания миграции наносов при обтекании.

Если предположить, что среднее течение слабо меняется вдоль трубопровода, а сам подводный переход ориентирован по нормали к потоку, то для расчета параметров течения можно использовать двумерную продольно-вертикальную модель, в которой ось x направлена горизонтально по водотоку вниз, а ось z — вертикально вверх. Тогда негидростатические уравнения для описания турбулентного течения в реке будут иметь вид

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -g \frac{\partial \zeta}{\partial x} - \frac{1}{\rho_w} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial u}{\partial z} \right),$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + w \frac{\partial w}{\partial z} = -\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial w}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial w}{\partial z} \right), \quad (1)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0,$$

где u , w — горизонтальный и вертикальный компоненты вектора скорости; зависимость $z = \zeta(x, t)$ определяет форму свободной поверхности; ρ_w — плотность воды, K_x , K_z — коэффициенты горизонтального и вертикального турбулентного обмена; p — отклонение давления от гидростатического.

Обозначим $z = z_b(x)$ — уравнение поверхности дна и рассмотрим краевые условия для системы (1). На линии дна зададим условия

$$K_z \frac{\partial u}{\partial z} = c_d |u| u, \quad w = \frac{\partial z_b}{\partial x} u \text{ при } z = z_b, \quad (2)$$

где c_d — коэффициент сопротивления.

На свободной поверхности предполагается отсутствие возмущений атмосферного давления и напряжений ветра, и краевые условия имеют вид

$$K_z \frac{\partial u}{\partial z} = 0, \quad \frac{\partial \zeta}{\partial t} + u \frac{\partial \zeta}{\partial x} = w, \quad p = 0 \text{ при } z = \zeta. \quad (3)$$

В соответствии с вышесказанным, рассматривается случай течения в русле, когда под трубопроводом уже сформировался начальный размыв и точек соприкосновения висящей трубы с донным грунтом не имеется. Начальная геометрия рельефа под трубой подобна представленной на рис. 1, б. На поверхности трубы задаются условия непротекания и скольжения с трением

$$u_n = 0, \quad K_n \frac{\partial u_s}{\partial n} = c_{cyl} |u| u_s \text{ при } (x, z) \in \Gamma_{cyl}, \quad (4)$$

где Γ_{cyl} — контур поверхности цилиндрической трубы; n — вектор нормали к Γ_{cyl} ; направленный от оси трубы; u_n , u_s — нормальный и касательный компоненты скорости; c_{cyl} — коэффициент сопротивления поверхности трубы.

Расчет турбулентного обмена проводится на основе двухпараметрической модели, содержащей уравнение баланса кинетической энергии турбулентности и уравнения для скорости ее диссипации. Основные уравнения и краевые условия модели турбулентности представлены в [5].

С целью оценки точности воспроизведения поля скоростей были проведены тестирующие расчеты по варианту модели, настроенной на параметры лабораторного эксперимента (расход воды, раз-

меры водотока, диаметр цилиндра и др.). Для фиксации наблюдаемого поля скоростей использовался метод цифровой трассерной визуализации (PIV-метод). Прямое сопоставление рассчитанных и средних измеренных скоростей на вертикалях входного створа, у центра цилиндра и у правой границы рамки цифровой камеры свидетельствуют о хорошем соответствии расчетной и экспериментальной кривых. Выявленные различия в модельных результатах и лабораторном эксперименте заключаются в некотором вертикальном сглаживании эпюры модельной скорости, тогда как эксперимент показывает отрывное обтекание, т.е. скачкообразное увеличение скорости на верхней точке цилиндра от нуля до максимального значения. Обнаруженная погрешность невелика и предположительно связана с несовершенством использованной модели турбулентного обмена.

Задача в базовой постановке решалась на ограниченном участке реки. Горизонтальный размер области интегрирования задавался так, чтобы исключить влияние боковых границ на внутренние параметры течения. При задании боковых краевых условий на входном створе предполагается отсутствие значимой неоднородности течения. Вследствие этого в (1) можно пренебречь горизонтальными вариациями искомого поля и рассмотреть стационарную и одномерную по z задачу при $w = 0$, позиционируя уравнения на входном створе. Полученный профиль продольной скорости и служил граничным режимом для системы (1). На выходе ставились условия свободного выхода возмущений.

Уравнения переноса тяжелых фракций аллювия в воде формулируются в рамках модели, описывающей динамику двумерного x, z -потока. Обозначим: c — концентрация взвешенных частиц в воде, г/м³; c_n — удельное содержание отдельной фракции, причем считается $c = \sum_{n=1}^N c_n$; N — число рассматри-

ваемых компонентов полидисперсной взвеси. Далее для краткости опустим индекс “ n ” у компонентов многомерной концентрации. Уравнение переноса концентрации получим из общего уравнения переноса и турбулентной диффузии примеси [6]

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \frac{\partial u c}{\partial x} + \frac{\partial w c}{\partial z} - w_g \frac{\partial c}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial c}{\partial z} \right), \quad (5)$$

где w_g — гидравлическая крупность наносов.

Обозначим $P_x = u c - K_x \frac{\partial c}{\partial x}$,

$P_z = (w - w_g) c - K_z \frac{\partial c}{\partial z}$ — потоки твердой субстанции в направлениях x и z и сформулируем краевые

условия. Будем считать, что поток взвеси через свободную поверхность отсутствует

$$P_z = 0 \text{ при } z = \zeta. \quad (6)$$

Примем, что взвешивание наносов со дна определяется в основном турбулентностью [7], и положим на нижней границе для потока взмучивания

$$K_z \frac{\partial c}{\partial z} = -\rho_s N_0 \text{ при } z = z_b, \quad (7)$$

где N_0 — заданный поток массы на дне; ρ_s — плотность материала наносов.

Способ расчета N_0 определяется в виде функции загрузки

$$N_0 = 0,00033 \cdot \left(\frac{\theta - \theta_{cr}}{\theta_{cr}} \right)^{\frac{3}{2}} \times \sqrt{(s-1)gd} \left(\frac{(s-1)gd^3}{\nu^2} \right)^{0,1}, \quad (8)$$

где $\theta = \frac{u_*^2}{(s-1)gd}$ — эффективный параметр Шилдса (безразмерное касательное напряжение); $s = \rho_s/\rho_w$ — относительная плотность наносов; d — размер частиц наносов (обычно используется $d = d_{50}$); u_* — скорость трения; θ_{cr} — критическое значение параметра Шилдса, при котором частицы донного грунта выходят из состояния покоя и начинается их движение [8].

Выражение для N получено Ван Рейном по результатам его экспериментов по исследованию скорости размыва дна и процессов формирования вертикального профиля взвеси. Суть подхода Ван Рейна заключается в том, чтобы рассматривать “загрузку” наносов со дна во взвесь и их “разгрузку” — осаднение из взвеси на дно — как два независимых процесса.

На боковых границах для уравнения (5) задавалось для каждого компонента взвеси

$$c = c_1 \text{ при } x = x_1; \frac{\partial c}{\partial x} = 0 \text{ при } x = x_2, \quad (9)$$

где $c_1(z)$ — известное вертикальное распределение концентрации на входном створе.

Совместно с (5) рассмотрим уравнение для донных деформаций с учетом механизма диффузионного размыва

$$(1 - \pi_b) \frac{\partial z_b}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} D_b \frac{\partial z_b}{\partial x} + R_b, \quad (10)$$

где π_b — пористость; D_b — коэффициент диффузии, учитывающий размыв подводных склонов за счет неколлинеарности векторов скорости и расхода наносов [9]; R_b — источниковое слагаемое, описывающее изменение массы аллювия за счет взмыва и осаднения частиц.

Для замыкания задачи следует вывести соотношение для расчета R_b в (10). С этой целью запишем (5) в терминах потоков

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{c}{\rho_s} \right) + \frac{1}{\rho_s} \left(\frac{\partial P_x}{\partial x} + \frac{\partial P_z}{\partial z} \right) = 0. \quad (11)$$

Проинтегрируем это уравнение по глубине с учетом краевых условий и обозначим угловыми скобками интегрирование по вертикали:

$\langle \varphi \rangle = \int_{z_b}^{\zeta} \varphi dz$. Обозначим $h_s = \langle c/\rho_s \rangle$ — слой наносов в столбе воды единичной площади. После интегрирования получим

$$\frac{\partial h_s}{\partial t} + \frac{1}{\rho_s} \frac{\partial \langle P_x \rangle}{\partial x} + \left(\frac{w_g c|_{z=z_b}}{\rho_s} - N_0 \right) = 0. \quad (12)$$

Первое слагаемое в круглой скобке (12) описывает процесс оседания взвеси на дно под действием силы тяжести, а второе — интенсивность взмучивания наносов за счет касательных напряжений. Компоненты массообмена с таким же физическим содержанием предусмотрены в слагаемом R_b гидравлической модели (10). Поэтому следует принять

$$R_b = \frac{w_g c|_{z=z_b}}{\rho_s} - N_0. \quad (13)$$

Можно показать, что соотношения (10), (12), (13) обеспечивают выполнение закона сохранения массы наносов, который выражается в том, что локальное изменение количества вещества в единицу времени равно притоку массы через боковые границы. При этом уравнение (10) служит для расчета актуального рельефа дна.

Методика решения базовых уравнений модели основана на методе конечных объемов построения конечно-разностных сеток с криволинейными боксами, адаптированных к положению цилиндра относительно донной поверхности. При численном решении задачи применялись неявные алгоритмы с использованием консервативных схем. Конечно-разностные аналоги численной модели получены из энергетических соотношений и обеспечивают сохранение суммарной массы жидкости в каждый момент времени, а также баланс кинетической и потенциальной энергии (т.е. точное выполнение

интеграла Бернулли в безвихревом потоке). Более детально описание алгоритма дано в [5, 10].

Условия лабораторных экспериментов не могут во всей полноте имитировать натурные условия даже при сохранении некоторых параметров подобия. Например, наряду с числом Фруда желательным выдержать подобие по числам Рейнольдса, Эйлера, сохранить ряд параметров, отражающих размеры наносов и условия устойчивости русла. В совокупности эти требования противоречивы, поэтому целесообразно не воспроизводить повторно лабораторные опыты на основе моделирования, а провести расчет обтекания трубы в русле с параметрами, близкими к реальным водотокам.

Далее рассматривается речной поток со средней скоростью 1 м/с и глубиной 5 м. Диаметр трубы принимался равным 1 м. Предполагается, что под трубой имеется размыв глубиной 0,5 м, который задается в начальной геометрии донного профиля $z_b(x)$. Ставится задача прогноза изменения рельефа во времени при фиксированном положении трубы. Эта проблема исследовалась в [11] на основе лабораторных экспериментов. Средний шаг криволинейной сетки в численной модели составлял 0,1 м.

Саморегулирование системы «поток — русло» заключается в том, что под влиянием течения происходит перераспределение донных наносов, в результате чего постепенно меняется морфометрия дна. Поток адаптируется к изменившимся условиям путем перестройки поля скорости. Этот процесс, в свою очередь, влечет перемещение донных наносов по руслу и вблизи трубы, что вновь влияет на кинематическую структуру водотока и т.д. Отсюда следует, что для решения задачи размыва трубопровода необходимо совместное интегрирование системы гидродинамики (1) и уравнений для донных деформаций (5), (10).

В ходе пробных численных экспериментов по сформулированным моделям выяснилось обстоятельство, осложняющее проведение массовых расчетов. Временные масштабы гидроморфологических и гидродинамических процессов различаются на 4–5 порядков. Так, если характерное время T развития русловых деформаций составляет сутки и более ($T \approx 105$ с), то время реакции потока на изменения рельефа дна обычно не превышает нескольких секунд ($T \approx 1$ с). При численном интегрировании из соображений схемной устойчивости необходимо задавать минимальный из допустимых шагов Δt , который по критерию Куранта для гидродинамической модели равен 0,01 с. Следовательно, численный эксперимент по интегрированию совместной системы на 10 суток потребует около 107 временных итераций, или, в пересчете на процессорные ресурсы ПК, до 500 ч физического времени, т.е. будет весьма затратным. Таким образом, прямое интегрирование уравнений взаимодействия по-

тока и русла наталкивается на серьезные трудности вычислительного характера. Разрешение этих вопросов выходит за рамки данной работы и здесь ограничимся обсуждением результатов на небольшом 2-часовом периоде прогноза.

На рис. 3 представлены расчетные поля скорости, свободной поверхности и донного рельефа. Можно видеть, что у переднего фронта и за трубой возникают области торможения потока. В зоне размыва под трубой имеет место усиление скорости до значений, превышающих 1 м/с. Это приводит к увеличению донных касательных напряжений, захвату наносов и их выносу в тыльную часть потока, где придонная скорость снижается, что обуславливает выпадение наносов из потока и их аккумуляцию в виде песчаного бара позади трубы. Рис. 3 иллюстрирует начальную стадию процесса. Полученный результат согласуется с экспериментальными данными [11].

Анализ полного вертикального потока наносов P_z показал, что его форма и амплитуда меняются со временем, но качественно поток сохраняет важную особенность: вверх по течению перед трубой всегда имеется участок взмучивания ($P_z > 0$), где развивается эрозия дна. Формирование эрозии связано с ускорением течения при его подныривании под трубу. Так возникает процесс размыва, прогрессирующий в направлении против потока. Этот результат можно интерпретировать как увеличение зоны начального размыва и диагностировать русловый режим как неустойчивый. Со временем P_z приобретает флуктуирующий характер, появляются области аккумуляции наносов, так что размывы перед трубой чередуются с областями заиления, а донный рельеф динамически принимает форму, показанную на рис. 3.

Выводы

Численная гидродинамическая модель речного потока в продольно-вертикальной плоскости применялась для изучения поперечного обтекания трубопровода на подвижном дне и исследования устойчивости русла к размыву под трубой. Математическая постановка задачи предварялась изучением процессов размыва грунта в окрестности обтекаемого цилиндра в лабораторных условиях. На основе сопоставления измеренных полей скорости с расчетными показано, что модель удовлетворительно воспроизводит кинематические характеристики течения. Вместе с тем на этапах постановки задачи и численной реализации выявлен ряд проблем, для разрешения которых требуются доработка существующих методов численного интегрирования, получение новых экспериментальных и натурных данных для калибровки параметров и надежной верификации модели.

Численное экспериментирование по изучению эволюции первоначального размыва дало одно-

значный результат по диагнозу устойчивости дна при обтекании висящей трубы. В целом можно констатировать, что математическая модель представляет уникальный и универсальный физически обоснованный инструмент для исследования крайне сложных процессов динамики наносов в окрестности подводного перехода.

Список литературы

1. Бриллиантов А. Н., Глотко А. В., Жуков Г. Д., Каргаполова И. Н. Размывы трубопроводов в верхних бьефах гидрозлов // Гидротехника. 2010. № 2 (19). С. 41 – 43.
2. Беркович К. М. Переформирования русла на подводных переходах магистральных трубопроводов через реки и мониторинг русловых процессов // Эрозия почв и русловые процессы / МГУ. 2005. Вып. 15. С. 175 – 187.
3. Sumer B. M., Truelsen C., Sichmann T., Fredsue J. Onset of scour below pipelines and self-burial // Coastal Engineering. 2001. Vol. 42. P. 313 – 335.
4. Архипов Б. В., Котеров В. Н., Кочерова А. С., Солбаков В. В., Хублярян М. Г. Моделирование обтекания гидро-

- технических сооружений в шельфовой зоне моря // Водные ресурсы. 2003. Т. 30. № 6. С. 711 – 717.
5. Шлычков В. А. Численная модель взвесенесущего потока для Новосибирского водохранилища // Вычислительные технологии. 2010. Т. 15. № 2. С. 111 – 121.
 6. Гришанин К. В. Основы динамики русловых потоков. — М.: Транспорт, 1990.
 7. Караушев А. В. Теория и методы расчета речных наносов. — Л.: Гидрометеиздат, 1977.
 8. Van Rijn L. C. Applications of sediment pickup function // J. Hydraulic Eng. ASCE. 1986. V. 112. No 9. P. 867 – 874.
 9. Милутеев А. Н., Базаров Д. Р. Математическая модель для расчета двумерных (в плане) деформаций русел // Водные ресурсы. Т. 26. № 1. 1999. С. 22 – 26.
 10. Шлычков В. А. Численная модель для уравнений мелкой воды на криволинейной сетке с сохранением интеграла Бернулли // Журнал вычислительной математики и математической физики. 2012. Т. 52. № 4. С. 1 – 8.
 11. Gao F.-P., Yang B., Wu Y. X., Yan S. M. Steady current induced seabed scour around a vibrating pipeline // Applied Ocean Research. 2006. Vol. 28. P. 291 – 298.

Энергетический баланс торфяной гидротранспортной системы

Штин С. М., кандидат техн. наук, руководитель научно-технического центра ЗАО “Завод Гидромеханизации”

При проектировании системы гидротранспорта торфяных грунтов необходимо выбрать способ регулирования режима работы насоса земснаряда, который оптимизировал бы работу системы в заданном диапазоне производительности. Оптимизацию работы насоса можно производить на основе энергетического баланса гидротранспортной системы.

Ключевые слова: гидротранспорт, энергетический баланс, равенства энергии, всасывающая способность, методические основы.

Эффективность процесса гидротранспортирования торфа по трубопроводам характеризуется энергетическим балансом, отражающим удельные затраты энергии (напора) при максимально возможной производительности насоса по торфу в режимах регулирования. Ранее в литературе для торфяных гидротранспортных систем не решалась задача в такой постановке, что потребовало разработки методических основ ее решения.

Из условия равенства энергии, потребляемой гидротранспортной торфяной системой, и энергии, поступающей от насоса, составлены уравнения, определяющие установившийся режим работы гидротранспортной торфяной системы. Для составления энергетического баланса установившегося режима необходимо по результатам натурных испытаний на землесосном снаряде определить действительные рабочие точки гидротранспортной системы при различных режимах, определить элементы потерь напора во всасывающей и напорной линиях и построить характеристики насосов, соответствующие работе при полном использовании всасывающей способности, т.е. при работе в докавитационном режиме. На рис. 1 в качестве примера пред-

ставлена рабочая характеристика центробежного насоса.

Уравнение энергетического баланса гидротранспортной системы приводит к равенству энергии $\zeta H_{\text{сист}}$ потребляемой трубопроводной сетью, и энергии $(\zeta' H)_{\text{н}}$, поступающей от насоса.

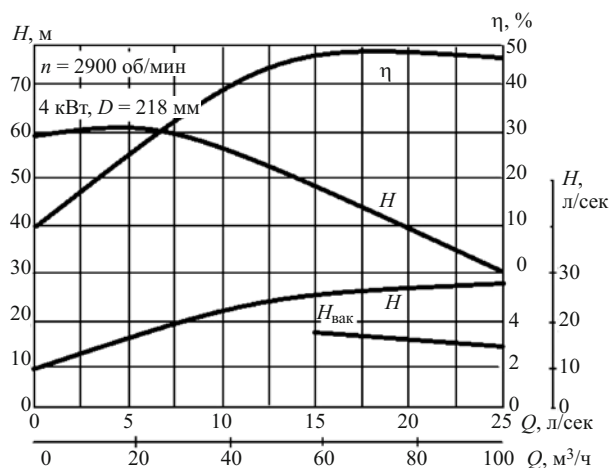


Рис. 1. Рабочая характеристика центробежного насоса 4К-6

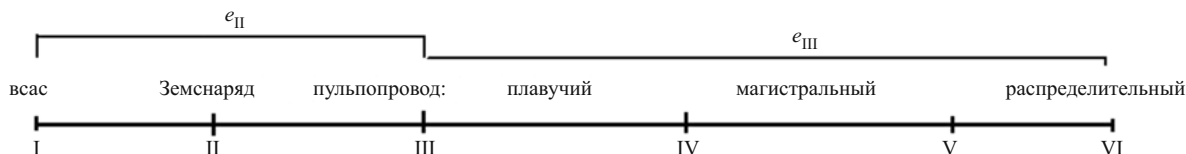


Рис. 2. Скелетная схема гидротранспортной системы земснаряда

В условиях несжимаемой жидкости и при равенстве плотности транспортируемой торфяной гидросмеси в насосе и сети установившийся режим

$$H_{\text{сист}} = H_{\text{н}}. \quad (1)$$

На рис. 2 представлена скелетная схема гидротранспортной системы землесосного снаряда. Обозначая через $e_{\text{н}}$ и $e_{\text{к}}$ удельные энергии гидросистемы в начальном и конечном сечениях системы, получим для контрольных сечений у всасывающего и напорного патрубков насоса

$$e_{\text{II}} = e_{\text{н}} - h_{\xi \text{I-II}} \quad \text{и} \quad e_{\text{III}} = e_{\text{к}} + h_{\xi \text{III-VI}}. \quad (2)$$

Составим уравнения этих энергий в величинах, выраженных в м. вод. ст., рассматривая гидросмесь как однородную жидкость:

$$e_{\text{II}} = \frac{P_{\text{н}}}{g\rho_{\text{W}}} + \frac{v_{\text{н}}^2}{2g} \frac{\rho_{\text{SW}}}{\rho_{\text{W}}} - (h_0 + h_{\text{Z,BC}}) \frac{\rho_{\text{SW}}}{\rho_{\text{W}}} - h_{\xi \text{I-II}}; \quad (3)$$

$$e_{\text{III}} = \frac{P_{\text{к}}}{g\rho_{\text{W}}} + \frac{v_{\text{к}}^2}{2g} \frac{\rho_{\text{SW}}}{\rho_{\text{W}}} - (H_{\text{Z}} - h_{\text{Z,BC}}) \frac{\rho_{\text{SW}}}{\rho_{\text{W}}} + h_{\xi \text{III-VI}}; \quad (4)$$

где $h_{\xi \text{I-II}}$ — сопротивление на участке между сечением I — II, включая сопротивление на входе; $h_{\xi \text{III-VI}}$ — сопротивление на участке III — VI; ρ_{SW} и ρ_{W} — плотности гидросмеси и воды; h_0 — глубина погружения всасывающей трубы; $h_{\text{Z,BC}}$ — геодезическая высота всасывания.

Энергия, потребляемая системой, или напор

$$H_{\text{сист}} = e_{\text{к}} - e_{\text{н}} = \frac{P_{\text{VI}} - P_{\text{I}}}{g\rho_{\text{W}}} + \frac{v_{\text{I}}^2 - v_{\text{VI}}^2}{2g} \frac{\rho_{\text{SW}}}{\rho_{\text{W}}} + H_{\text{Z}} \frac{\rho_{\text{SW}}}{\rho_{\text{W}}} + h_0 \frac{\rho_{\text{W}}}{\rho_0} + h_{\xi \text{III-VI}}. \quad (5)$$

Так как $P_{\text{I}} = P_{\text{а}} + \frac{\rho_{\text{W}}}{g} gh_0$, $P_{\text{VI}} = P_{\text{а}}$ ($P_{\text{а}}$ — атмосферное давление), а гидравлические сопротивления

системы $\Sigma H_{\xi} = h_{\xi \text{I-II}} + h_{\xi \text{III-VI}}$, то после подстановки в уравнение (5) получим

$$H_{\text{сист}} = h_0 \frac{\rho_{\text{SW}} - \rho_{\text{W}}}{\rho_{\text{W}}} + H_{\text{Z}} \frac{\rho_{\text{SW}}}{\rho_{\text{W}}} + \frac{v_{\text{I}}^2 - v_{\text{VI}}^2}{2g} \frac{\rho_{\text{SW}}}{\rho_{\text{W}}} + \Sigma H_{\xi}. \quad (6)$$

Массовый расход гидротранспортной системы землесосного снаряда при совмещении транспортного процесса с карьерной разработкой грунта в забое непрерывно изменяется во времени. Средний массовый расход за промежуток времени $t_2 - t_1$ составляет

$$(\rho_{\text{SW}} gQ)_{\text{сист}} = \frac{\int_{t_1}^{t_2} \rho_{\text{SW}} g dt}{t_2 - t_1} (\rho_{\text{SW}} gQ)_{\text{нас}}. \quad (7)$$

Уравнения (6) и (7) определяют установившийся режим гидротранспортной системы.

Выводы

Анализ энергетического баланса гидротранспортной системы позволяет решать задачу по выявлению непроизводительных энергетических затрат и определить возможность повышения производительности гидроустановки за счет регулирования.

Список литературы

1. Бидман М. Г. Исследование баланса энергетических потерь и определение оптимальных геометрических рабочих органов насосов: Дис. ... канд. техн. наук / ВНИИгидромаш. 1989.
2. Животовский Л. С., Смайловская Л. А. Техническая механика гидросмесей и грунтовые насосы. — М.: Машиностроение, 1986.
3. Курганов А. М., Федоров Н. Ф. Справочник по гидравлическим расчетам систем водоснабжения и канализации. — Л.: Стройиздат, 1978.

Напряженно-деформированное состояние и армирование компенсационных участков сталежелезобетонных напорных водоводов

Лисичкин С. Е., доктор техн. наук (ООО “Инженерный центр сооружений, конструкций, технологий в энергетике”), Рубин О. Д., доктор техн. наук (ОАО “НИИЭС”), Лисичкин А. С., инженер (ООО “Инженерный центр сооружений, конструкций, технологий в энергетике”)

Приводятся результаты исследований напряженно-деформированного состояния и прочности компенсационных участков (выполненных с применением низко модульной прокладки) сталежелезобетонных напорных водоводов на основе конечно-элементных моделей. В железобетонной части водоводов, отделенной низко модульной прокладкой от внутренней стальной оболочки, получены кольцевые растягивающие напряжения, требующие расчетного (а не конструктивного) армирования. Предложена методика расчета армирования и разработаны схемы армирования компенсационных участков напорных водоводов.

Ключевые слова: водоводы, армирование, оболочки, железобетон.

Необходимость разработки сталежелезобетонной конструкции водоводов возникла в период, когда в СССР для строительства ГАЭС большой мощности потребовалось применение водоводов большого диаметра при высоких напорах воды. В этот период была разработана и обоснована экспериментально и теоретически новая сталежелезобетонная конструкция, имеющая две несущие оболочки: внутреннюю стальную и внешнюю железобетонную [1, 2, 3]. При этом железобетонная составляющая, окружающая внутреннюю стальную оболочку, приобрела защитную функцию, предотвращая лавинообразное разрушение водовода при прорыве внутренней стальной оболочки.

В 1970 – 1980-х гг. представлялось целесообразным максимально снижать толщину стальной оболочки (экономия дорогой листовой стали) и, соответственно, увеличивать армирование железобетонной части водовода (заменяя листовую сталь на арматурную). В качестве примера можно привести напорные водоводы Загорской ГАЭС, внутренняя стальная оболочка которых имеет толщину 10 мм, а окружающая железобетонная оболочка толщиной 400 мм имеет кольцевое армирование во внешнем ряду диаметром 40 мм с шагом 100 мм (с шагом 200 мм — во внутреннем ряду) на низовых наиболее нагруженных участках. Действовавшие в период проектирования Загорской ГАЭС нормативно-методические документы были направлены на экономию строительных материалов, поэтому запасы прочности сталежелезобетонных водоводов (которые рассчитывались в предположении совместной работы стальной оболочки и окружающего железобетона в предельном состоянии) были снижены по сравнению с действовавшими ранее нормами.

В период разработки сталежелезобетонной конструкции (рис. 1) выполнены экспериментальные исследования, которые подтвердили предпосылки,

принятые при разработке новой конструкции [1, 2, 3] зафиксировали в моделях водоводов интенсивное трещинообразование, что характерно для сталежелезобетонных конструкций. Траектории образовавшихся трещин, не всегда пересекали приборы установленные равномерно по окружности, например в 16 створах (что соответствовало внутреннему углу $22,5^\circ$). Поэтому при обработке результатов по створам средние напряжения в кольцевой арматуре оказывались значительно меньшими чем их расчетные значения.

К конструктивным особенностям сталежелезобетонных напорных водоводов относятся компенсационные участки водоводов в зонах контакта сооружений гидроузла (рис. 2). При этом взамен компенсатора сложной конструкции применялось устройство низко модульной прокладки между внутренней стальной оболочкой и окружающим железобетоном водовода. Таким образом, на внутренней стальной оболочке выделяется участок для реализации свободных деформаций без стеснения окружающим железобетоном при возможных взаимных смещениях контактирующих сооружений.

В отличие от сталежелезобетонных водоводов компенсационные участки практически не исследовались.

В действующих нормативных документах не отражены компенсационные участки. На компенсационных участках предполагается увеличение толщины внутренней стальной оболочки. При этом в окружающем железобетоне, полностью отделяемом от внутренней стальной оболочки низко модульной прокладкой, армирование предполагается назначать из конструктивных соображений, исходя из существующего традиционного представления о полном восприятии давления воды внутренней стальной оболочкой без передачи на окружающую железобетонную оболочку.

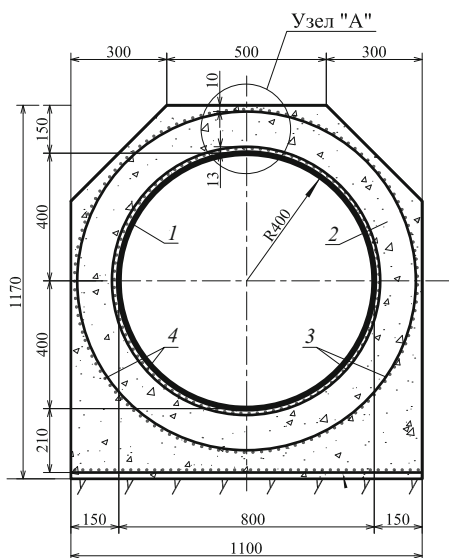


Рис. 1. Сталежелезобетонная конструкция напорного водовода: 1 — внутренняя стальная оболочка; 2 — окружающий бетон; 3 — кольцевая арматура; 4 — продольная арматура

Однако авторами высказано предположение, что в действительности на железобетонную оболочку компенсационного участка частично передаются нагрузки от внутреннего давления воды, в первую очередь вблизи зон начала и окончания размещения низко модульной прокладкой. В этой связи потребовалось проведение расчетных исследований напряженно-деформированного состояния и прочности сталежелезобетонных конструкций водоводов на компенсационных участках.

Следует отметить, что авторами была усовершенствована методика численного моделирования сталежелезобетонных конструкций напорных водоводов. В соответствии с авторской методикой в конечно-элементных моделях воспроизводятся конструктивные особенности водоводов (внутренняя стальная оболочка, внешняя железобетонная оболочка, стержневая арматура и пр.). На основе анализа экспериментальных данных о трещинообразовании, а также с учетом результатов на предварительной стадии расчетов (распределение напряжений в железобетонной части) в железобетонной оболочке водоводов моделируются радиальные трещины, возникающие под действием кольцевых растягивающих напряжений, которые превышают расчетное сопротивление бетона растяжению. Как правило, выявленные радиальные трещины полностью пронизывают толщу железобетонной оболочки, но ширина их раскрытия у внутренней и наружной поверхностей различна (в том числе в зависимости от армирования).

При моделировании стержневой арматуры железобетонной оболочки учитывается нарушение сцепления арматуры с бетоном в местах пересечения ее радиальными трещинами. Также моделиру-

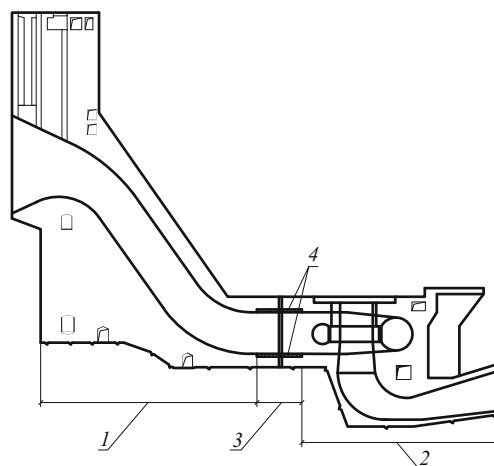


Рис. 2. Расположение компенсационного участка напорного водовода: 1 — агрегатная секция бетонной плотины; 2 — здание ГЭС; 3 — компенсационный участок; 4 — низко модульная прокладка

ются особенности контакта внутренней стальной оболочки и внешней железобетонной оболочки (рис. 3).

Расчетные исследования НДС на основе конечно-элементных моделей проводятся путем последовательных итераций. При этом конечно-элементные модели водоводов корректируются на каждом последующем этапе расчетов с учетом результатов, полученных на предыдущих этапах расчетов. Фрагмент расчетной схемы поперечного сечения сталежелезобетонной конструкции напорного водовода в стадии трещинообразования представлен на рис. 3. На основе усовершенствованной авторами методики выполнены расчетные исследования НДС сталежелезобетонных напорных водоводов Богучанской ГЭС, Зарамагской ГЭС-1, Зеленчукской ГЭС, Чиркейской ГЭС, Загорской ГАЭС, Загорской ГАЭС-2, крупнейшей в мире ГЭС «Три ущелья» и др., результаты которых были практически применены при обосновании проектных решений или при оценке состояния указанных выше водоводов [4 – 9].

Анализ конструктивных решений компенсационных участков сталежелезобетонных напорных водоводов ряда отечественных и зарубежных ГЭС (табл. 1) показал, что отношение длины компенсационного участка L к диаметру водовода D изменяется от 0,57 до 1,83.

В целях подтверждения предположения о частичной передаче внутреннего давления воды на железобетонную оболочку, отделенную от стальной оболочки низко модульной прокладкой, были проведены специальные расчетные исследования НДС компенсационного участка при действии внутреннего давления воды 2 МПа на основе конечно-элементных моделей [10, 11, 12]. В конечно-элементных моделях воспроизводилась внутренняя сталь-

Параметры водоводов ряда ГЭС на компенсационных участках с “мягкой” прокладкой

ГЭС	Напор, м	Диаметр водоводов D , м	Длина L участка с “мягкой” прокладкой, м	Отношение L/D	Толщина “мягкой” прокладки, мм
Усть-Илимская	110	7,85	11,0	1,40	50
Братская	106	7,0	4,0	0,57	50
Саяно-Шушенская	270	7,05	11,0	1,56	60
Зейская	135	7,77	12,3	1,58	50
Курпсайская	111	7,0	12,8	1,83	50
Ташкумырская	70	7,6	6,55	0,86	50
Юмагузинская	65	3,2	5,0	1,56	30
Бурейская	140	8,5	12,0	1,41	50
Богучанская	75,6	10,0	10,5	1,05	50
Три ущелья (КНР)	140	12,4	12,0	0,97	50

ная оболочка диаметром 4 м и толщиной 16 мм на основной протяженности водовода и 25 мм — на компенсационном участке (железобетонная оболочка толщиной 1,0 м, “мягкая” прокладка толщиной 50 мм). При проведении расчетных исследований варьировалось отношение длины компенсационного участка L с “мягкой” прокладкой к диаметру водовода D и принималось равным 0,5; 0,75; 1,0; 1,25; 1,5 (при протяженности от 2,0 до 6,0 м). Модуль деформации “мягкой” прокладки также варьировался в диапазоне от 1,0 до 10,0 МПа. На рис. 4 изображены расчетные схемы сталежелезобетонного водовода в зоне компенсационного участка.

В соответствии с разработанной авторами методикой на первом предварительном этапе расчеты НДС выполнялись в упруго-линейной постановке (в предположении упругой работы железобетонной части).

Цветовые поля полученных значений кольцевых растягивающих напряжений представлены на рис. 5. Анализ результатов расчетов НДС компенсационного участка сталежелезобетонного водовода показал, что размеры области значительных по величине кольцевых растягивающих напряжений в железобетоне зависят от соответствующих геометрических параметров компенсационного участка.

Значение кольцевых растягивающих напряжений, МПа, в начале зоны “мягкой” прокладки, в четверти и в середине компенсационного участка при $E = 5$ МПа

L/D	Начало σ_0		Четверть $\sigma_{1/4}$		Середина $\sigma_{1/2}$	
	у внутр. пов-ти	у наруж. пов-ти	у внутр. пов-ти	у наруж. пов-ти	у внутр. пов-ти	у наруж. пов-ти
0,50	6,85	3,84	5,46	2,95	5,15	2,54
0,75	6,27	3,71	3,98	2,04	3,16	1,21
1,00	6,24	3,83	2,92	1,37	1,83	0,51
1,25	6,38	3,97	2,46	1,14	1,10	0,26
1,50	6,49	4,11	1,99	0,87	0,79	0,25

Значения кольцевых растягивающих напряжений на внутренней и на внешней поверхности железобетонной оболочки водовода на компенсационном участке (в начале, в четверти пролета и в середине пролета участка с “мягкой” прокладкой) при модуле упругости материала прокладки, равном 5 МПа, представлены в табл. 2.

Из приведенных в табл. 2 результатов следует, что при отношении $L:D = 0,5$ значительное кольцевое растяжение (более 2,0 МПа), превышающее сопротивление бетона растяжению (около 1 МПа), действует на всей протяженности компенсационного участка. При этом требуется назначение расчетной кольцевой арматуры (в отличие от конструктивного армирования).

При увеличении отношения $L:D$ до 1,5 характер напряженного состояния существенно меняется. В средней части компенсационного участка кольцевые растягивающие напряжения значительно ниже сопротивления бетона растяжению, т.е. достаточно назначать конструктивное армирование. Однако в начале участка с “мягкой” прокладкой кольцевые растягивающие напряжения остаются значительными (4,04 – 6,35 МПа), следовательно, в этой части требуется расчетное кольцевое армирование.

На рис. 6 изображены эпюры кольцевых растягивающих напряжений, действующих в железобетонной части исследуемого компенсационного участка сталежелезобетонного водовода в предположении упругой работы железобетона.

На основе полученных значений кольцевых растягивающих напряжений в железобетонной части компенсационного участка было определено требуемое кольцевое армирование. При этом сечение арматуры назначалось таким образом, чтобы арматура у внутренней и внешней поверхностей железобетонной оболочки водовода воспринимала кольцевые растягивающие усилия, действующие в соот-

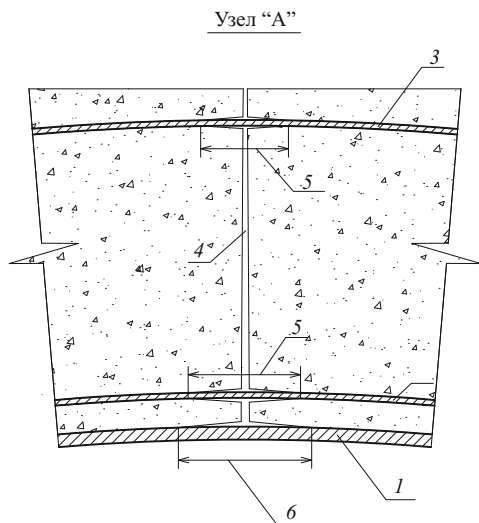


Рис. 3. Параметры сталежелезобетонной конструкции водовода, моделируемой в расчетных исследованиях: 1 — стальная оболочка; 2 — внутренний ряд арматуры; 3 — внешний ряд арматуры; 4 — радиальная трещина; 5 — зона нарушения сцепления арматуры с бетоном; 6 — зона нарушения сцепления стальной оболочки с бетоном

ветствующих зонах железобетонной оболочки. Так, при отношении $L:D = 0,5$ на основной протяженности водовода (на его сталежелезобетонной части) при толщине стальной оболочки 16 мм назначалась кольцевая арматура класса А-III диаметром 25 мм, с шагом 200 мм у внутренней и наружной граней железобетонной оболочки. На компенсационном

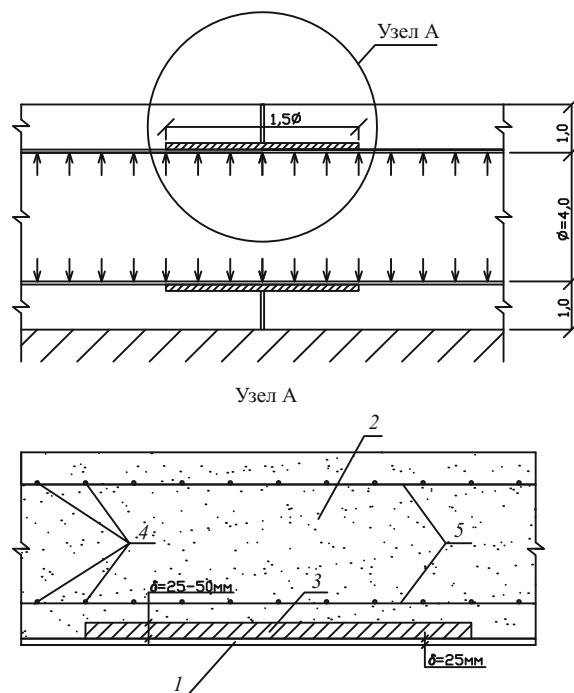


Рис. 4. Расчетная схема фрагмента сталежелезобетонного напорного водовода включающего компенсационный участок: 1 — внутренняя стальная оболочка; 2 — окружающий бетон; 3 — “мягкая” прокладка; 4 — кольцевая арматура; 5 — продольная арматура

участке с “мягкой” прокладкой при толщине стальной оболочки 25 мм назначалась кольцевая арматура класса А-III диаметром 25 мм, с шагом 200 мм у

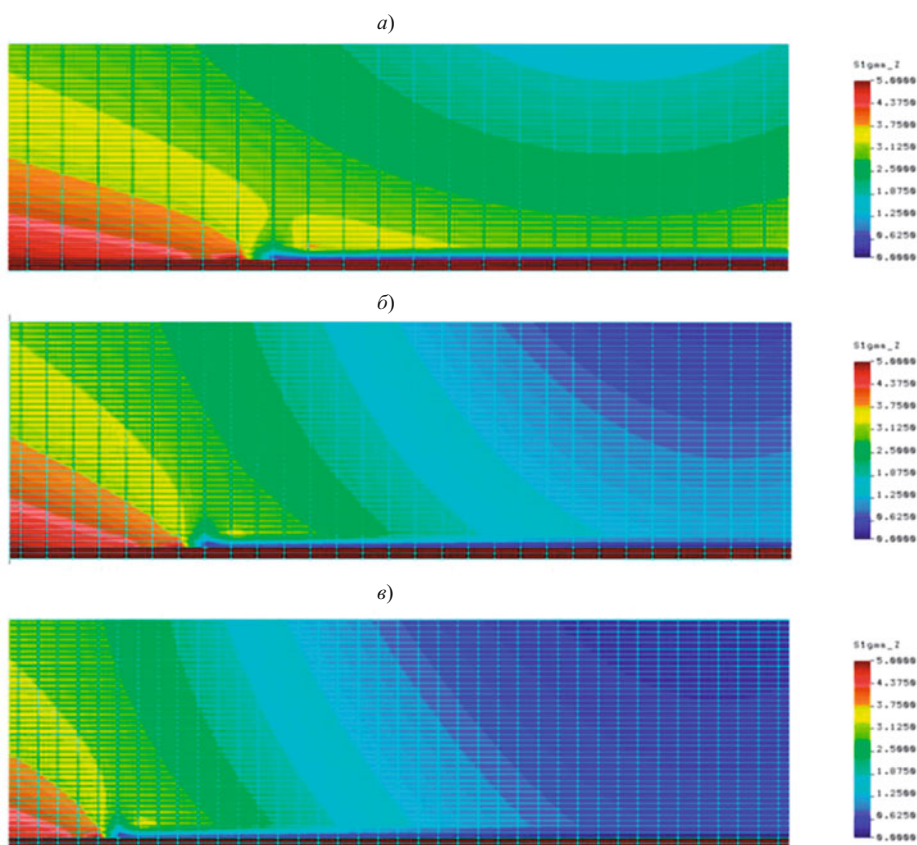


Рис. 5. Распределение кольцевых напряжений в зоне компенсационного участка при $L/D: 0,5$ (а); $1,0$ (б); $1,5$ (в)

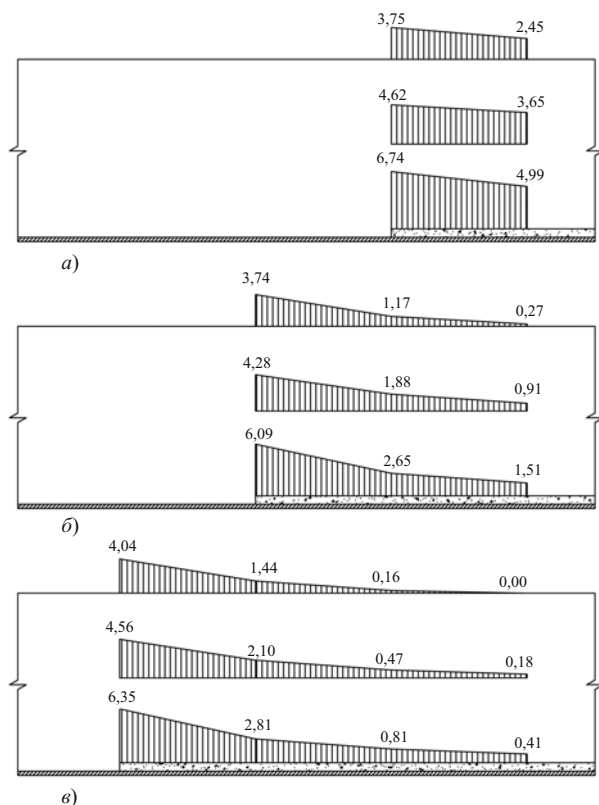


Рис. 6. Эпюры кольцевых растягивающих напряжений, МПа, в железобетонной части компенсационных участков напорных водоводов при $L/D = 0,5$ (а); $L/D = 1,0$ (б); $L/D = 1,5$ (в)

внутренней грани и диаметром 22 мм, с таким же шагом 200 мм — у наружной грани.

При соотношении $L:D = 1,5$ на основной протяженности водовода (на его сталежелезобетонной части) при толщине стальной оболочки 16 мм назначалась кольцевая арматура класса А-III диаметром 25 мм с шагом 200 мм у внутренней и наружной грани железобетонной оболочки. В пределах первой четверти длины компенсационного участка с “мягкой” прокладкой при толщине стальной оболочки 25 мм назначалась расчетная кольцевая арматура класса А-III диаметром 22 мм с шагом 200 мм у внутренней грани и диаметром 20 мм с шагом 200 мм — у наружной грани. В пределах второй четверти длины компенсационного участка при толщине стальной оболочки 25 мм назначалась конструктивная кольцевая арматура класса А-III диаметром 20 мм с шагом 200 мм у внутренней грани и диаметром 16 мм, с шагом 200 мм — у наружной грани.

Разработанные схемы армирования компенсационных участков представлены на рис. 7.

На следующем этапе расчетных исследований по методике авторов в конечно-элементные модели включались стержни кольцевой арматуры как на основной протяженности напорного водовода, так и на компенсационном участке в соответствии с разработанными схемами армирования. При этом

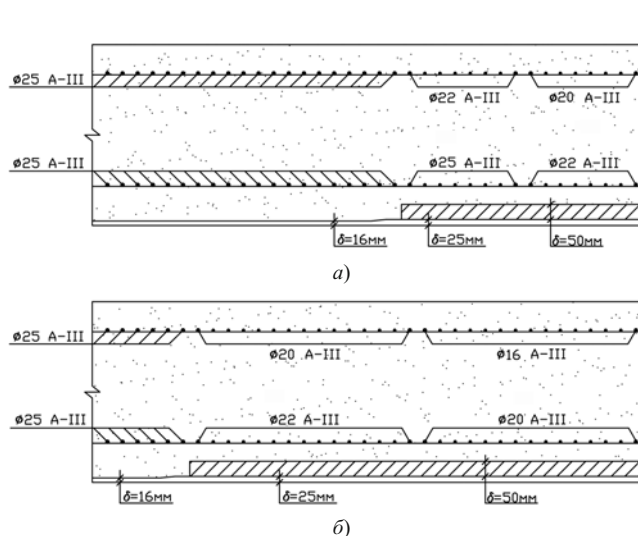


Рис. 7. Разработанные схемы фрагментов сталежелезобетонного напорного водовода, включающего компенсационный участок при $L/D = 0,5$ (а); $L/D = 1,5$ (б)

моделировалось образование трещин, возникающих под действием кольцевых растягивающих напряжений и пересекающих кольцевую арматуру на основной протяженности напорного водовода и на компенсационном участке.

На последующем этапе расчетных исследований НДС на основе конечно-элементных моделей (разработанных в рамках предложенной авторами методики) с учетом трещинообразования и армирования были получены следующие значения кольцевых растягивающих напряжений во внутренней стальной оболочке и в кольцевой арматуре.

При соотношении $L:D = 0,5$ в стальной оболочке толщиной 16 мм на основной протяженности водовода (в сталежелезобетонной части) возникли кольцевые напряжения 313,3 – 316,7 МПа, во внутреннем ряду арматуры — 173,4 – 177,6 МПа, в наружном ряду арматуры — 128,1 – 131,1 МПа.

В стальной оболочке на компенсационном участке водовода при $L:D = 0,5$ возникли кольцевые напряжения 234,6 – 238,1 МПа, во внутреннем ряду арматуры — 170,9 – 173,5 МПа, в наружном ряду арматуры — 126,4 – 128,8 МПа.

При отношении $L:D = 1,5$ в стальной оболочке толщиной 16 мм на основной протяженности водовода (на сталежелезобетонной части) возникли кольцевые напряжения 302,0 – 310,6 МПа, во внутреннем ряду арматуры — 166,2 – 176,0 МПа, в наружном ряду арматуры — 123,5 – 130,9 МПа.

В стальной оболочке первой четверти компенсационного участка водовода при $L:D = 1,5$ возникли кольцевые напряжения 233,9 – 237,2 МПа, там же во внутреннем ряду арматуры — 139,3 – 163,8 МПа, в наружном ряду арматуры — 102,9 – 123,0 МПа. В стальной оболочке второй четверти компенсационного участка водовода воз-

ники кольцевые напряжения 232,8 – 233,6 МПа, там же во внутреннем ряду арматуры — 128,0 – 137,3 МПа, в наружном ряду арматуры — 94,2 – 102,0 МПа.

Таким образом, второй этап численных исследований НДС компенсационного участка с учетом армирования и трещинообразования практически аналогичен физическому эксперименту. Результаты в виде напряжений в стержнях арматуры и в стальной оболочке компенсационного участка свидетельствуют о том, что предложенные авторами схемы армирования разработаны с определенным запасом и отвечают реальному состоянию сталежелезобетонного напорного водовода, в том числе его компенсационного участка [10, 11, 12].

Выводы

1. Авторами усовершенствована методика численного моделирования сталежелезобетонных конструкций напорных водоводов. Результаты расчетов НДС сталежелезобетонных напорных водоводов были практически реализованы.

2. Выполнен анализ конструктивных решений компенсационных участков сталежелезобетонных напорных водоводов с применением низко модульной прокладки. Отмечено, что практически отсутствуют данные экспериментальных исследований, а также положения нормативных документов, касающиеся расчетного определения армирования компенсационных участков. В этой связи предполагалось назначать конструктивное армирование.

3. В рамках предложенной авторами методики численного моделирования компенсационных участков сталежелезобетонных напорных водоводов было обосновано предположение авторов о действии значительных кольцевых растягивающих напряжений в пределах компенсационных участков, требующих назначения расчетного армирования взамен конструктивного.

4. Разработана методика расчетного назначения рабочего кольцевого армирования компенсационных участков сталежелезобетонных напорных водоводов. Усовершенствованы схемы армирования компенсационных участков сталежелезобетонных напорных водоводов.

5. Планируется изучение дополнительных напряжений и деформаций в элементах компенсационных участков сталежелезобетонных напорных водоводов, возникающих от взаимных смещений контактирующих сооружений.

Список литературы

1. *Архинов А. М.* Турбинные водоводы с оболочками, усиленными железобетоном и скальными массивами. — Л.: Энергия, 1973. 99 с.
2. *Архинов А. М., Власов В. М., Линдес А. Г., Любашевский Е. С.* Исследование напряженного состояния и прочности высоконапорного сталежелезобетонного турбинного водовода при различном армировании железобетонной оболочки // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 1988. Т. 204. С. 87 – 93.
3. *Мордовина А. Н., Зеегофер О. И.* Высоконапорные водоводы больших диаметров и их развилки // Сборник научных трудов Гидропроекта. 1970. Вып. 18. С. 239 – 245.
4. *Рубин О. Д., Лисичкин С. Е.* Расчет прочности напорных водоводов Богучанской ГЭС // Труды ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 1996. Т. 232. С. 433 – 445.
5. *Лисичкин С. Е., Рубин О. Д., Николаев Б. А., Камнев Н. М.* Особенности расчета и проектирования сталежелезобетонных напорных водоводов // Гидротехническое строительство. 1999. № 1. С. 37 – 44.
6. *Рубин О. Д., Лисичкин С. Е., Николаев Б. А., Ляпин О. Б.* Расчетная оценка прочности высоконапорных водоводов большого диаметра гидроузла “Три ущелья” // Гидротехническое строительство. 1999. № 4. С. 40 – 45.
7. *Лисичкин С. Е., Пономарев Д. И., Мукашов Р. З., Богаченко С. В.* Расчетные исследования напряженно-деформированного состояния и прочности сталежелезобетонных напорных водоводов к зданию Зарамагской ГЭС-1 // Безопасность энергетических сооружений / ОАО “НИИЭС”. 2010. Вып. 17. С. 136 – 149.
8. *Лисичкин С. Е., Козинец Г. Л., Ивонтьев А. В., Пономарев Д. И., Богаченко С. В., Лисичкин А. С.* Расчетные исследования напорных водоводов спиральных камер высоконапорных ГЭС // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 2011. Т. 264. С. 110 – 118.
9. *Лисичкин С. Е., Пономарев Д. И., Мукашов Р. З., Богаченко С. В., Лисичкин А. С.* Обоснование проектных решений сталежелезобетонных напорных водоводов ГЭС и ГАЭС на основе конечно-элементных моделей / Материалы международной научно-практической конференции “Проблемы развития мелиорации и водного хозяйства и пути их решения”. Ч. III. Безопасность гидротехнических сооружений. — М.: ФГБОУ ВПО МГУП, 2011. С. 147 – 154.
10. *Лисичкин А. С.* Совершенствование расчетных схем сталежелезобетонных напорных водоводов в зонах компенсационных участков с применением низко модульных прокладок // Материалы международной научно-практической конференции “Проблемы развития мелиорации и водного хозяйства и пути их решения. Ч. III. Безопасность гидротехнических сооружений. — М.: ФГБОУ ВПО МГУП, 2013.
11. *Лисичкин А. С.* Расчетные исследования компенсационных участков сталежелезобетонных напорных водоводов, устраиваемых с применением низко модульной прокладки // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2013. № 3. С. 43 – 49.
12. *Лисичкин А. С.* Определение зон расчетного армирования компенсационных участков сталежелезобетонных напорных водоводов ГЭС // Труды VI международной научно-практической конференции “Инженерные системы — 2013. — М.: РУДН. 2013. С. 110.

Об экстремальных условиях в гидравлике

Гиргидов А. Д., доктор техн. наук (СПБГПУ)

Рассмотрены три экстремальных условия, используемые при решении гидравлических задач. Указаны причины, по которым гидравлически наиболее выгодное сечение редко оказывается практически полезным. Отмечено, что постулат Беланже для водослива с длинным гребнем может быть успешно заменен уравнением количества движения. Установлено, что учет неоднородности решетки, имитирующей ветроколесо, приводит к уменьшению теоретически максимального значения коэффициента использования энергии ветра на 10 %.

Ключевые слова: экстремальные условия, минимум, максимум, гидравлически наиболее выгодное сечение, водослив с длинным гребнем, (с широким порогом), ветроколесо, коэффициент использования энергии ветра.

Экстремальные условия, позволяющие получить практически полезные результаты на основе эвристических (умозрительных, часто не имеющих фундаментального физического обоснования) гипотез, популярны в механике, так как в определенной мере компенсируют недостаток экспериментального материала. К числу таких условий относятся принцип наименьшего действия [1 – 3], принцип возможных перемещений [4], принцип минимума диссипации [5 – 7], постулат о максимуме расхода через водослив [8] и т.п. По мере накопления научных, основанных главным образом на экспериментальных материалах знаний отдельные экстремальные условия стали рассматриваться как несостоятельные [4] либо устаревшие [8].

Оценим актуальность и эффективность в настоящее время некоторых из этих экстремальных условий, используемых при решении гидравлических задач.

1. Гидравлически наиболее выгодным живым сечением потока жидкости в открытом трапецеидальном канале при заданных расходе Q , коэффициенте шероховатости n , коэффициенте бокового откоса m и продольном уклоне дна канала i называется сечение, имеющее наибольшую среднюю скорость v и следовательно (при заданном Q), наименьшую площадь ω живого сечения [9]. Для аналитического вычисления параметров такого сечения вводится относительная ширина канала

$$\beta = \frac{b}{h}, \quad (1)$$

где b — ширина канала по дну; h — глубина потока; через β выражаются ω и v .

$$\omega = (\beta + m)h^2; \quad (2)$$

$$v = C\sqrt{Ri} = \frac{1}{n}R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{n} \left(\frac{\omega}{\chi} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}; \quad (3)$$

$$\chi = (\beta + 2\sqrt{1+m^2})h, \quad (4)$$

где C — коэффициент Шези, вычисленный по формуле Маннинга; R — гидравлический радиус; χ — смоченный периметр.

Приравняв нулю производную по β от v , получим

$$\chi \frac{d\omega}{d\beta} - \omega \frac{d\chi}{d\beta} = 0. \quad (5)$$

При условии минимума для ω

$$\frac{d\omega}{d\beta} = 0 \quad (6)$$

из (5) следует

$$\frac{d\chi}{d\beta} = 0. \quad (7)$$

Решая систему уравнений (6) и (7), находим гидравлически наиболее выгодное значение β

$$\beta_{г.н.} = 2(\sqrt{1+m^2} - m). \quad (8)$$

На первый взгляд этот результат ограничен областью применимости формулы Маннинга (турбулентный режим, область квадратичного сопротивления), однако если использовать формулу Блазиуса для коэффициента гидравлического трения $\lambda = 8g/C^2$ или формулу для λ при ламинарном режиме, то можно получить тот же результат (8) при всех режимах течения в канале. Согласно (8), в прямоугольном русле при $m = 0$ имеем $\beta_{г.н.} = 2$, при этом гидравлически наиболее выгодное сечение представляет собой половину квадрата (правильного четырехугольника, рис. 1, а).

Коэффициент бокового откоса m , как правило, зависит от свойств грунта, слагающего откосы, и не является результатом гидравлических расчетов. В некоторых случаях (например, если канал проходит в скалистом грунте) m можно считать, наряду с β , независимым параметром живого сечения и рассматривать $\omega = \omega(\beta, m)$ и $\chi = \chi(\beta, m)$. В этом слу-

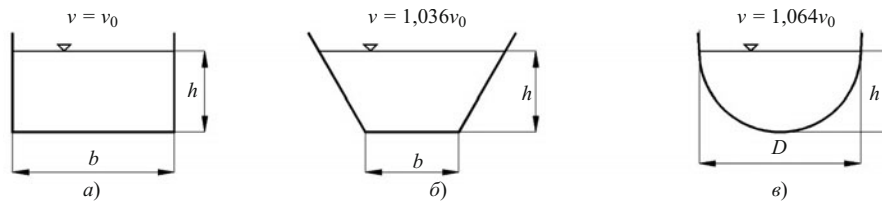


Рис. 1. Гидравлически наивыгоднейшие сечения: *a* — прямоугольное; *б* — трапецидальное; *в* — полукруглое; средние скорости указаны для заданных Q, n, i

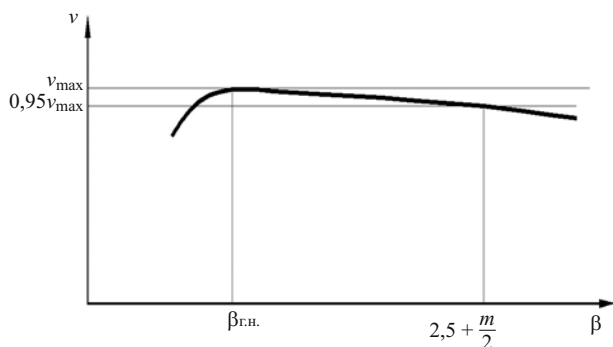


Рис. 2. Форма зависимости $v = v(\beta)$ для трапецидальных русел

чае, приравняв нулю полные дифференциалы ω и χ , найдем

$$m_{\text{г.н.}} = \frac{\sqrt{3}}{3}; \beta_{\text{г.н.}} = \frac{2}{\sqrt{3}}$$

Отметим, что при этом живое сечение представляет собой половину правильного шестиугольника (рис. 1, *б*). Сечения, представленные на рис. 1, *a, б*, экстраполируются на случаи правильного многоугольника с большим четным количеством сторон. В предельном случае для гладкой твердой границы живого сечения минимальная длина смоченного периметра будет иметь место, если сечение является половиной круга (рис. 1, *в*). Отметим редко упоминаемый факт: при гидравлически наивыгоднейшем сечении гидравлический радиус R равен половине глубины h .

Понятие гидравлического наивыгоднейшего сечения не стало эффективным в проектной практике по двум причинам. Во-первых, оно слабо связано с экономически выгодными сечениями, которые определяются в зависимости от топографии: объем земляных работ, определяющий главным образом стоимость строительства канала, зависит от того, проходили канал в выемке или в насыпях. Во-вторых, вблизи минимума площадь живого сечения трапецидального канала в широком диапазоне β (от $\beta_{\text{г.н.}}$ до $\beta = 2,5 + m/2$) изменяется не более чем на 5% (рис. 2). Даже при изменении формы поперечного сечения от прямоугольного до полукруглого

средняя скорость (при фиксированной площади живого сечения) изменяется не более чем на 7%, что не превышает погрешности, вносимой в расчет при задании коэффициента шероховатости по справочным материалам. По-видимому, по этой причине понятие гидравлического наивыгоднейшего сечения не включено в некоторые учебники [10, 11].

Вместе с тем гидравлически наивыгоднейшее сечение в некоторых случаях можно рассматривать как ориентир, который хотя бы в слабой степени можно использовать для увеличения или уменьшения средней скорости в канале, когда это необходимо, например, из-за ограничений, связанных с размывом или заиливанием каналов.

2. Постулат Беланже [8, 10, 11] о максимуме расхода через водослив с длинным гребнем (с широким порогом) [12] позволяет вычислить без эксперимента значение коэффициента m расхода водослива. Согласно уравнению Бернули, расход через водослив выражается зависимостью

$$Q = \omega \cdot v = bh\varphi\sqrt{2g(H_0 - h)}, \quad (9)$$

где ω и v — площадь живого сечения и средняя скорость в сечении 2–2 (рис. 3, *a*); h — глубина на пороге водослива; b — ширина водослива; g — ускорение свободного падения; $H_0 = H + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g}$; H — на-

пор на водосливе; v_0 и α_0 — средняя скорость и корректив кинетической энергии в сечении 1–1 на подводящем участке; $\varphi = \sqrt{\frac{1}{\alpha_2 + \zeta}}$ — коэффициент

скорости; α_2 — корректив кинетической энергии в сечении 2–2; ζ — коэффициент потери напора между сечениями 1–1 и 2–2.

Для последующих рассуждений положим, что, как показано в [11], исключение слагаемого $\frac{\alpha_0 v_0^2}{2g}$

из расчетов во многих случаях допустимо, так как оно в значительной мере компенсируется принятием $\alpha_2 = 1,0$.

Из (9) следует, что расход Q равен нулю при крайних значениях $h = 0$ и $h = H$. Это обеспечивает функции $Q(h)$ максимум при $0 < h < H$. Согласно

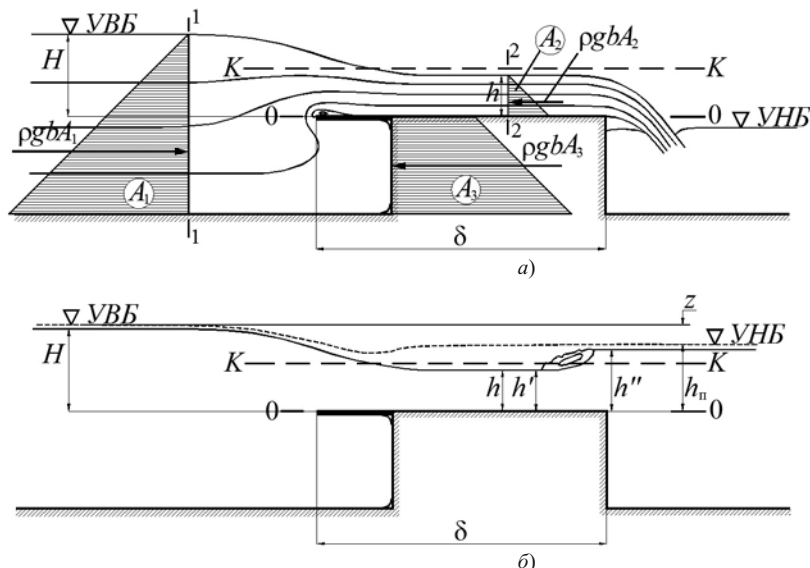


Рис. 3. Водослив с длинным гребнем (с широким порогом): а — расчетная схема для закона изменения количества движения; б — форма свободной поверхности при начале подтопления; штриховой линией показана свободная поверхность при подтопленном водосливе

постулату Беланже, реальный расход через водослив равен этому максимальному значению. Приравняв нулю производную от Q по h , находим

$$h = 2/3H \text{ и } m = 0,385\varphi. \quad (10)$$

Так как значение $\varphi < 0,90 \dots 0,95$, то полученное на основе постулата теоретическое значение m существенно (на 10 – 15 %) больше экспериментального значения $m = 0,32$. Более того, значение критической глубины $h_k = \frac{2}{3}H_0$ свидетельствует о том,

что, согласно постулату Беланже (см. (10)), в пределах водослива режим движения околосубкритический, в то время как экспериментально установлено, что на пороге водослива имеет место устойчивый бурный режим, а глубина $h = (0,45 \dots 0,55)H$. Это особенно важно при описании подтопления водослива, которое происходит после образования гидравлического прыжка в конце водослива (рис. 3, б), где

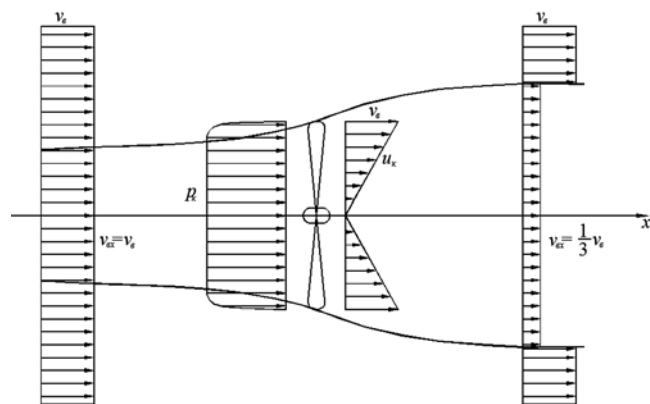


Рис. 4. Расчетная схема потока воздуха при течении через ветроколесо

высота подтопления $h_{\text{п}} \approx 0,8H$. Таким образом, можно считать, что постулат Беланже, имеющий определенную историческую и методическую ценность, реализуется на практике лишь с погрешностью не менее 10 %. Отметим, что, как показано в [13], для установления значения m вместо постулирования принципа максимума расхода можно использовать закон изменения количества движения и при правдоподобных допущениях получить значение m , практически не отличающееся от экспериментального.

3. При гидравлическом расчете ветроколеса, которое рассматривается как решетка, на основе баланса мощности и баланса количества движения, пренебрегая диссипацией энергии внутри контрольного объема (рис. 4), доказывается теорема Фруда-Финстервальдера [14 – 17]

$$v_k = \frac{v_{\text{вх}} + v_{\text{вых}}}{2}, \quad (11)$$

где $v_{\text{вх}}$, $v_{\text{вых}}$ — средние скорости воздуха во входном $\omega_{\text{вх}}$ и выходном $\omega_{\text{вых}}$ живых сечениях; v_k — средняя скорость в живом сечении $\omega_k = \frac{\pi D^2}{4}$, лежащем в плоскости вращения колеса (ометаемая поверхность).

При доказательстве этой теоремы учитывается, что мощность P_k , отбираемая ветроколесом, равна силе F_k , действующей на ветроколесо, умноженной на среднюю скорость v_k в ометаемой поверхности.

В результате использования теоремы Фруда — Финстервальдера выражение для мощности P_k приобретает вид

$$P_k = \frac{1}{4} \rho \omega_k (v_{вх} + v_{вых}) (v_{вх}^2 - v_{вых}^2), \quad (12)$$

где ρ — плотность воздуха.

При фиксированных значениях площади ометаемой поверхности ω_{Π} и скорости во входном сечении $v_{вх}$, равной скорости ветра $v_{в}$, величина P_k зависит только от $v_{вых}$. Вычисление коэффициента использования ветроколесом энергии воздушного потока основано на предположении, что обтекание ветроколеса формируется таким образом, что мощность, отбираемая от воздушного потока при заданных скорости ветра $v_{в}$ и диаметре ветроколеса D , максимальна. Формула (12) не учитывает, что при $v_{вых} = 0$, решетка, имитирующая ветроколесо, непроницаема, следовательно, сила, действующая на такую решетку и равная [14, 18]

$$F_k = 1,1 \rho \frac{v_{в}^2}{2} \omega_k, \quad (13)$$

не может служить источником мощности ветроколеса. Несмотря на это, полагают, что мощность, вычисленная по формуле (12), при $0 < v_{вых} < v_{в}$ имеет максимум, который реализуется для всех типов ветроколес.

Из условия $\frac{\partial P_k}{\partial v_{вых}} = 0$ получим максимальное значение P_k

$$(P_k)_{\max} = \frac{8}{27} \rho v_{в}^3 \omega_k. \quad (14)$$

В результате, отнеся это значение к потоку кинетической энергии ветра через ометаемую поверхность, вычисляют коэффициент использования энергии ветра $\eta = 0,59$.

Как и в случае постулата Беланже, каких-либо обоснований для реализации в натуральных условиях формы потока, обеспечивающей максимум P_k , нет.

Решетка, моделирующая ветроколесо, неоднородна, так как её проницаемость уменьшается от нуля в окрестности оси вращения (из-за наличия ступицы и малого линейного расстояния между лопастями ветроколеса вблизи нее) до значений, близких к единице, т.е. абсолютной проницаемости на кромке ометаемой поверхности. Вследствие этого сила F_k распределена по ометаемой поверхности неравномерно, а плотность её распределения p_k , представляющая перепад давления в потоке воздуха при протекании его через ометаемую поверхность, уменьшается от максимального значения на оси вращения до нуля на кромке ометаемой поверхности. По этой же причине плотность распределения расхода воздуха $Q = v_k \omega_k$, т.е. скорость $u_k = u_k(r)$, где r — расстояние от оси вращения

(рис. 4), возрастает от нуля на оси вращения до скорости ветра $v_{в}$ на кромке ометаемой поверхности.

Оценим, как влияет неоднородность решетки, имитирующей ветроколесо, на мощность, отбираемую ветроколесом. Учитывая, что эта оценка имеет качественный характер, введем модельные зависимости для $p_k(r)$ и $u_k(r)$, исходя из следующих соображений:

зависимости степенные, они удовлетворяют указанным выше условиям при $r = 0$ $r = R_k = D/2$;

сила F_k и расход Q , вычисленные по их гипотетическим плотностям распределения, соответствуют их расчетным значениям, полученным при использовании допущений о равномерном распределении скорости u_k и перепада давления p_k на ометаемой поверхности;

перепад давления p_k на оси вращения колеса вследствие непроницаемости ступицы определяется зависимостью (13).

Сформулированным требованиям удовлетворяют зависимости

$$p_k = 1,1 \rho \frac{v_{в}^2}{2} \left(1 - \frac{r^{8,42}}{R_k^{8,42}} \right); \quad (15)$$

$$u_k = v_{в} \frac{r}{R_k}. \quad (16)$$

Мощность, используемая ветроколесом при таком распределении, равна

$$P_k = \int_0^{R_k} p_k u_k 2\pi r dr = 0,27 \rho v_{в}^3 \omega_k.$$

В результате получаем, что с учетом неравномерности решетки, имитирующей ветроколесо, максимальное значение коэффициента использования энергии ветра $\eta = 0,54$.

Укажем, что в случае ветроколеса, как и в случае водослива с длинным гребнем, нет оснований полагать, что эвристическое условие максимума мощности реализуется. Поэтому следует ожидать, что коэффициент использования энергии ветра будет меньше, чем $\eta = 0,54$. Использование закона изменения количества движения (вместо условия максимума мощности) в случае ветроколеса некорректно, так как он уже использовался при доказательстве теоремы Фруда — Финстервальдера.

Таким образом, формулировка и реализация экстремальных условий могут быть эффективны и при соответствующей корректировке, отвечают уровню накопленных научных знаний. Они способствуют лучшей организации эксперимента и полезны при решении научных и технических задач.

Кроме того, важным следствием использования экстремальных формулировок задач является как возможность теоретического предсказания минимального или максимального значения исследуемой величины, для которой постулируется экстремальное условие, так и установления диапазона изменения варьируемых параметров потока, в пределах которого экстремальное значение этой величины можно либо с практически приемлемой погрешностью считать неизменной, либо оценить погрешность возможного отклонения реальных значений исследуемой величины от экстремального.

Список литературы

1. Григорян А. Т., Погребынский И. Б. История механики. — М.: Наука, 1971.
2. Гиргидов А. Д. Вариационный метод расчета устойчивости откоса // Изв. ВНИИГ. 1969. Т. 88. С. 123 – 135.
3. Гиргидов А. Д. Очертание земляного откоса в приурезовой зоне крупных каналов и водохранилищ // Гидротехническое строительство. 1987. № 8. С. 35 – 38.
4. Ляв А. Математическая теория упругости. — М.-Л.: ОНТИ НКТП СССР, 1935. 674 с.
5. Гиргидов А. Д. Диссипация энергии при движении несжимаемой жидкости // ДАН. 2009. Т. 426. № 3. С. 626 – 628.
6. Гиргидов А. Д. Квазитрехмерная модификация модели мелкой воды // Водные ресурсы. 1993. Т. 20. № 1. С. 98 – 103.

7. Диссипация механической энергии в круглоцилиндрической трубе // Инженерно-строительный журнал. 2012. № 6. С. 5 – 11.
8. Чугаев Р. Р. Гидравлика. — Л.: Энергоиздат, 1982. 670 с.
9. Гиргидов А. Д. Механика жидкости и газа (гидравлика). — СПб.: Политехн. ун-т. 2007. 545 с.
10. Чертоусов М. Д. Гидравлика. Специальный курс. — М.-Л.: Энергоиздат, 1962. 640 с.
11. Штеренлихт Д. В. Гидравлика: в 2 кн. Кн. 2. — М.: Энергоиздат, 1991. 367 с.
12. Гиргидов А. Д., Румянцев И. С., Штеренлихт Д. В. Предложение по терминологии и классификации прямых водосливов // Гидротехническое строительство. 2009. № 3. С. 102 – 104.
13. Гиргидов А. Д. Опыт использования уравнений количества движения и кинетической энергии // Изв. ВНИИГ. 2007. Т. 248. С. 122 – 129.
14. John J. E. A., Haberman W. L. Introduction to Fluid Mechanics. Prentice Hall. Englewood Cliffs. 1988. № 5. 610 p.
15. Юрьев Б. Н. Воздушные винты. — М.-Л.: Госмашметиз, 1933. 400 с.
16. Александров В. Л. Воздушные винты. — М.: Оборонгиз, 1951. 476 с.
17. Гиргидов А. Д. Оценка эффективности винта летательных аппаратов // Научно-технические ведомости СПбГПУ. Сер. Наука и образование. 2011. № 4 (136). С. 220 – 226.
18. Гиргидов А. Д. О лобовом сопротивлении движению цилиндра. // Инженерно-строительный журнал. 2011. № 5. С. 49 – 51.

Накат волн на берега и сооружения на участках с подводными каньонами

Катлине Коблев А. Х., Макаров К. Н., доктор техн. наук
(Сочинский государственный университет)

Рассматривается накат волн на берега и берегозащитные сооружения в зонах подводных каньонов на примере побережья Имеретинской низменности в Адлерском районе г. Сочи. Установлено, что накат волн на берег в зонах каньонов в 2 раза и более превышает накат на соседних участках, что не следует из нормативной методики. Предложена математическая модель наката волн на берега, учитывающая различия в уклонах подводной и надводной частей берегового склона, позволяющая получить параметры наката в зонах подводных каньонов, соответствующие данным наблюдений.

Ключевые слова: накат волн на берег, обрушение волн, отражение волн, подводные каньоны, калибровка модели.

Существующие нормативные документы рекомендуют рассчитывать высоту наката волн на береговые откосы и пляжи в предположении, что уклоны надводной и подводной их частей одинаковы [1, 3].

Следует отметить, что в ранее издававшихся нормативных документах по проектированию морских берегозащитных сооружений рекомендовалось при различных уклонах надводной и подводной частей берегового склона рассчитывать коэффициент приведения к однообразному уклону [2].

Согласно [1] расчет наката волн на откосы рекомендуется выполнять по формуле

$$h_{\text{run}} = k_r k_p k_{\text{sp}} k_{\text{run}} k_i k_\alpha h_1 \%, \quad (1)$$

где $h_1 \%$ — высота волны 1 %-ной обеспеченности в системе перед откосом; k_r, k_p — коэффициенты шероховатости и проницаемости откоса, принимаемые по таблице; k_{sp} — коэффициент, зависящий от скорости ветра (дополнительная накачка энергии) и принимаемый по таблице; k_i — коэффициент обеспеченности по накату; k_α — коэффициент, принимаемый в зависимости от угла подхода волн к берегу; k_{run} — эмпирический коэффициент, зависящий от пологости волны и уклона откоса, он меняется от 0,15 для крутых волн и очень пологого откоса до 2,7 для пологих волн при заложении откоса 1:2. Этот коэффициент учитывает, в том числе, отражение волн от откоса, что увеличивает высоту наката. В [1] для определения k_{run} приведен график, а в до-

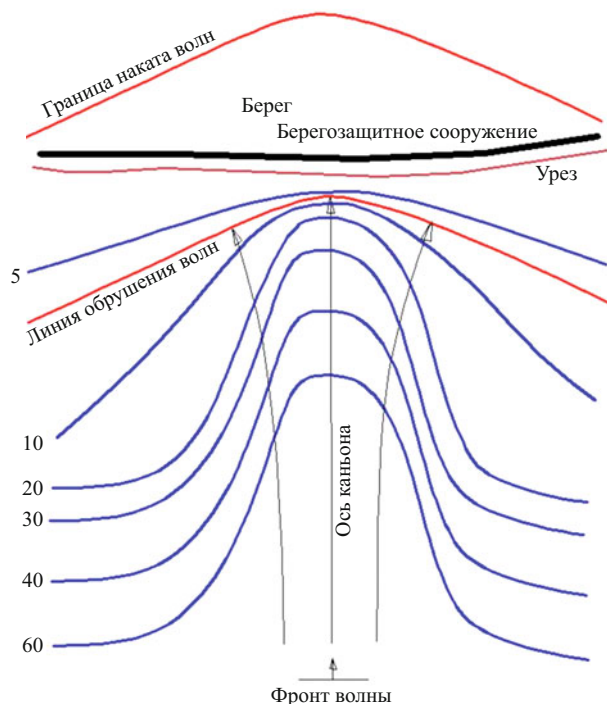


Рис. 1. Схема подводного каньона с направлениями волновых лучей, линией обрушения волн, границей их наката на берег при фронтальном подходе к берегозащитным сооружением

кументе [3] его рекомендуется определять по формулам

$$k_{\text{run}} = \frac{1,2}{\text{ctg}\varphi} \frac{\sqrt{\lambda_d}}{h_{d1\%}} \text{ при } \text{ctg}\varphi > 1,5, k_{\text{run}} \leq k_{\text{run.p}} = 2,7; \quad (2)$$

$$k_{\text{run}} = \text{ctg}\varphi + 1,2 \text{ при } 1 \leq \text{ctg}\varphi \leq 1,5,$$

где φ — угол наклона откоса к горизонту; λ_d — средняя длина волны на глубокой воде; $h_{d1\%}$ — высота волны 1 %-ной обеспеченности в системе на глубокой воде.

На реальные пляжи и сооружения на них накатываются фактически волны перемещения, образовавшиеся из колебательных волн в результате скачкообразного перехода при последнем обрушении. Причем зоной наката следует считать зону от последнего обрушения волны и ее перехода из волны колебательной в волну перемещения до границы ее наката на сухой берег.

Следует также отметить, что в документе [4] особо отмечалась роль отражения волн в расчетах высоты наката волн на откосы и пляжи:

полное отсутствие отражения — при $r \leq 0,1$, когда происходит полное разрушение волны на откосе;

незначительное отражение — при $0,1 < r < 0,5$, когда разрушение преобладает над отражением;

значительное отражение волн — при $0,5 \leq r < 1$, когда отражение преобладает над разрушением;



Рис. 2. Накат волн на берег и берегозащитное сооружение в зоне каньона Новый в шторме 24 марта 2013 г.

полное отражение волн при $r = 1$.

Здесь $r = h_{\text{отр}}/h_{\text{исх}}$ — коэффициент отражения волн от откоса; $h_{\text{отр}}$, $h_{\text{исх}}$ — высоты отраженной и исходной волн соответственно, который рекомендуется определять по формулам [4]:

для откосов круче 1:3,7

$$r = \frac{1}{h_{\text{исх}}} \sqrt{\frac{2\varphi}{\pi}} \frac{\lambda}{\lambda(1+m^2)}; \quad (3)$$

для откосов 1:3,7 и положе

$$r = \frac{1}{h_{\text{исх}}} \frac{\lambda}{4m^{5/12}}. \quad (4)$$

Рассмотрим далее накат волн на берег в зоне подводного каньона, схематично показанного на рис. 1.

В случае распространения волнения с волновыми лучами, параллельными оси каньона, центральный луч пройдет вдоль оси каньона, и волна разрушится в непосредственной близости от берега. Таким образом, участок сооружения, расположенный против вершины каньона, окажется практически в начале зоны наката волн, т.е. гораздо ближе к линии обрушения, чем соседние участки.

Согласно [1, 5] волновые нагрузки на сооружения максимальны на линии обрушения волн и линейно убывают по мере удаления сооружения от нее. Следовательно, волновые нагрузки на участок сооружения, расположенный против вершины каньона, будут значительно выше, чем на соседних участках. Это обстоятельство никак не учитывается в нормативных документах, что приводит к разрушениям береговых сооружений, располагающихся против подводных каньонов, поскольку их усиления по сравнению с соседними участками берегов обычно не предусматривается.

Именно это произошло, на наш взгляд, при проектировании и строительстве берегозащитного сооружения на побережье Имеретинской низменности в Адлерском районе г. Сочи. Здесь два участка сооружения располагаются против подводных каньонов Новый и Константиновский. На этих участках наблюдается мощное воздействие накатных волн на сооружение вплоть до его разрушения (рис. 2).

Всю зону наката обрушающихся волн можно разделить на подводную часть шириной $L_{н.под} = d_{cr}/i_{под}$ (где d_{cr} — глубина последнего обрушения волны; $i_{под}$ — уклон подводной части берегового склона) и надводную шириной $L_{н.над} = h_n/i_{над}$ (где h_n — высота наката волны на берег; $i_{над}$ — уклон надводной части пляжа).

Определение высоты и длины наката обрушающихся волн на берег может быть выполнено на основе закона сохранения энергии прибойных волн.

Кинетическая энергия единицы массы воды в гребне разрушающейся волны определяется следующим образом:

$$E_k = \frac{\rho V^2}{2}, \quad (5)$$

где ρ — плотность воды; V — скорость частицы в гребне волны, равная $V = (g(d_{cr} + h_{cr}))^{0.5}$, g — гравитационное ускорение; d_{cr} — глубина обрушения; h_{cr} — высота волны при обрушении.

Полагая для последнего обрушения $d_{cr} \approx h_{cr}$, получим $V = (2gh_{cr})^{0.5}$. Тогда $E_k = \rho gh_{cr}$.

При достижении частицей максимальной точки наката она, израсходовав всю кинетическую энергию на преодоление сил турбулентной вязкости, тяжести и трения, поднимется на высоту наката h_n над расчетным уровнем моря. При этом частица будет обладать потенциальной энергией $E_n = \rho gh_n$.

Проходя приурезовую зону между линией обрушения и урезом воды (подводная часть берегового склона), частица потеряет на турбулизацию потока часть энергии

$$E_{турб} = \frac{\rho g k_{турб} h_{cr}}{i_{под}}, \quad (6)$$

где $k_{турб}$ — линеаризованный (безразмерный) коэффициент турбулентной вязкости (Battjes, 1975); $k_{турб} = K_{эк}((5/16)i_{под})^{1/3}(gd_{cr})^{0.5}T/\rho_{cr}$; T — период расчетной волны; ρ_{cr} — длина волны на линии обрушения; $i_{под}$ — уклон подводной части берегового склона; $K_{эк}$ — эмпирический калибровочный коэффициент, подлежащий определению по данным физического моделирования или натурных наблюдений.

При подъеме на высоту h_n , по надводной части берегового откоса с уклоном $i_{над}$, частица затратит на преодоление силы трения и проницаемость откоса энергию, равную

$$E_{трн} = \frac{\rho gh_n(1-k_r)(1-k_p)}{i_{над}}, \quad (7)$$

где k_r, k_p — коэффициенты шероховатости и проницаемости надводного откоса пляжа, аналогичные коэффициентам в формуле (1) и определяемые по специальной таблице из [1].

Приравнивая кинетическую и потенциальную энергии и учитывая потери на турбулизацию потока, трение о поверхность берегового склона, проницаемость откоса и отражение волн от него, получим

$$\rho gh_{cr} = \rho gh_n + \frac{\rho g k_{турб} h_{cr}}{i_{под}} + \frac{\rho g(1-k_r)(1-k_p)h_n}{i_{над}}, \quad (8)$$

откуда

$$h_n = \frac{(1+r)h_{cr} \left(1 - \frac{k_{турб}}{i_{под}}\right)}{1 + \frac{(1-k_r)(1-k_p)}{i_{над}}}, \quad (9)$$

где r — коэффициент отражения, определяемый по формулам (3), (4).

Длина наката волны на надводную часть пляжа определяется по формуле

$$L_n = h_n/i_{над}. \quad (10)$$

Разумеется, в выражение (9) могут быть дополнительно введены коэффициенты, учитывающие скорость ветра и угол подхода волн в соответствии с [1].

Поскольку нормативная методика расчета наката волн на откосы получена по данным массовых экспериментов [6], результаты расчетов по предлагаемой методике и методике из нормативных документов при постоянных уклонах подводной и надводной частей берегового склона должны совпадать. Это обстоятельство дает возможность провести предварительную калибровку предлагаемой модели и получить выражение для определения величины коэффициента $K_{эк}$.

По результатам массовых расчетов получена следующая зависимость для калибровочного коэффициента $K_{эк}$:

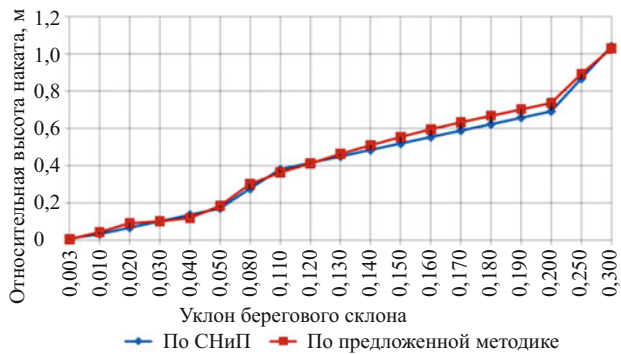


Рис. 3. Относительная высота наката (h_n/h_{cr}) волн на прямолинейный откос в зависимости от его уклона, рассчитанная по методике СНиП и по предлагаемой модели после ее калибровки

$$\text{при } i_{\text{под}} < 0,12 \quad K_{\text{ЭК}} = 0,136 + i_{\text{под}};$$

$$\text{при } i_{\text{под}} \geq 0,12 \quad K_{\text{ЭК}} = 0,24 - (i_{\text{под}} - 0,12). \quad (11)$$

Сопоставление результатов расчетов высоты наката волн на прямолинейный откос по нормативной методике и по предложенной модели после ее калибровки приведено на рис. 3.

Из рис. 3 следует, что имеет место хорошее совпадение результатов расчетов по предлагаемой модели с результатами, полученными по нормативному документу [1] при условии постоянного уклона берегового откоса вплоть до коэффициента заложения откоса 1:3.

Далее были выполнены расчеты по предложенной модели высоты наката волн различной высоты при постоянном уклоне надводной части откоса с варьированием уклона подводной его части. Результаты приведены на рис. 4.

Из рис. 4 следует, что с увеличением уклона подводной части берегового склона высота наката волн вначале резко увеличивается, а затем это увеличение становится более плавным.

Для участка берегоукрепления в Имеретинской низменности, показанного на рис. 2, расположенного против каньона Новый, уклон подводной части берегового склона составляет $i_{\text{под}} = 0,2$, а на соседних участках вне зоны каньона $i_{\text{под}} = 0,04$. Уклон надводной части берегового склона на обоих участках составляет $i_{\text{над}} = 0,05$. Расчетная высота волны 1 %-ной обеспеченности по линии последнего обрушения в шторме повторяемостью 1 раз за 25 лет составляет $h_{cr} = 5,7$ м, средняя длина $\lambda_{cr} = 102$ м.

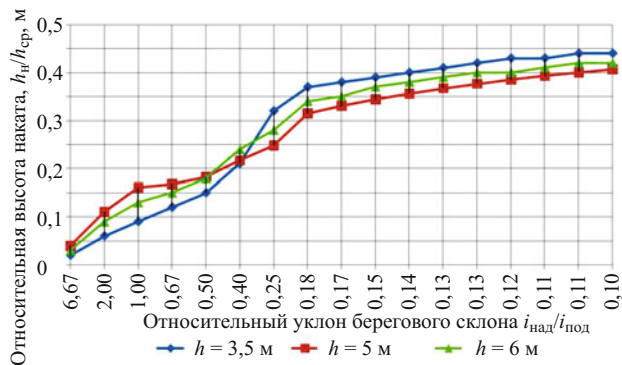


Рис. 4. Относительная высота наката (h_n/h_{cr}) волн на откос в зависимости от относительного его уклона, рассчитанная по предлагаемой модели

Расчет высоты и длины наката волн по предложенной модели при указанных параметрах волн и берегового склона дает следующие результаты:

в зоне каньона Новый $h_n = 3,5$ м, $L_n = 70$ м;

вне зоны каньона $h_n = 1,6$ м, $L_n = 33$ м.

Как следует из этих результатов, накат волны на берег в зоне каньона более чем в 2 раза превышает накат на соседних участках. Однако берегоукрепление имеет одинаковые конструктивные параметры. По-видимому, это явилось одной из причин разрушения берегозащитного сооружения на участке подводного каньона Новый.

Таким образом, разработана математическая модель для расчета наката волн на берега с учетом различных уклонов подводного и надводного участков берегового склона, позволяющая более надежно рассчитывать параметры наката волн на берега и сооружения, расположенные в зонах подводных каньонов.

Список литературы

- СП 38.13330.2012. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). — М.: Минрегионразвития РФ, 2012.
- ВСН 183-74. Технические указания по проектированию морских берегозащитных сооружений. — М.: Минтрансстрой, 1975.
- Р 31.3.07-01. Указания по расчету нагрузок и воздействий от волн, судов и льда на морские гидротехнические сооружения. М., 2001.
- СН 92-60. Технические условия определения волновых воздействий на морские и речные сооружения и берега. — М.: Госстрой СССР, 1960.
- СП 32-103-97. Проектирование морских берегозащитных сооружений. — М.: Трансстрой, 1998.
- Латто Д. Д., Стрекалов С. С., Завьялов В. К. Нагрузки и воздействия ветровых волн на гидротехнические сооружения. М., 1990.

О безопасности причальных гидротехнических сооружений

Василевский А. Г., кандидат техн. наук, Гольдин А. Л., Судаков В. Б., доктора техн. наук (ОАО «ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева»)

Излагаются результаты экспертных заключений по проектированию, строительству и эксплуатации причальных сооружений морских портов, даются рекомендации по улучшению системы их создания.

Ключевые слова: морские порты, причалы, проектирование, возведение и эксплуатация.

В последнее время портовое строительство в России развивается быстрыми темпами, особенно в регионах Балтийского и Черного морей, а также морей Дальнего Востока. Так, например, на северо-западе РФ сооружается Усть-Лужский морской торговый порт с годовым грузооборотом в перспективе до 200 млн. т, развиваются Калининградский, Санкт-Петербургский морские порты, несколько портов в районе г. Выборга и у Комплекса защитных сооружений г. Санкт-Петербурга от наводнений.

Для этого имеется ряд причин экономического, социального и политического характера. Строить надо быстро и, желательно, с минимальными затратами. Принципы быстрого возведения с минимальными затратами стали основными в портовом строительстве.

Самым дешевым и быстровозводимым в настоящее время является вариант причала типа больверка с заанкеренной лицевой шпунтовой стенкой. При большой глубине у причала нагрузка от бокового давления грунта в значительной части передается на экранирующую стенку, возводимую, как правило, из металлических труб большого диаметра (рис. 1). Такая конструкция имеет следующие преимущества:

конструктивно проста, что позволяет быстро создать портовые сооружения, применяя типовые решения;

технология погружения шпунта достаточно отработана, что позволяет создать причальный фронт до 400 м и более за один сезон.

Вместе с тем, как показал опыт возведения портового комплекса в Усть-Луге и других портов, такие варианты причалов, опирающиеся на устаревшую техническую документацию, имеют ряд недостатков и создают многие проблемы при их возведении и эксплуатации. К основным недостаткам таких решений следует отнести:

недолговечность и низкую ремонтпригодность созданных сооружений;

неэффективную систему контроля за погружением шпунта во время производства работ;

недостаточную адаптацию типовых технических решений к разнообразным местным условиям производства работ, и прежде всего к сложным геологическим условиям;

необходимость тщательного изучения свойств грунтов на территории строительства.

Так, например, при изысканиях для одного из лужских причалов был обнаружен мощный слой супеси с фракциями меньше 0,1 мм до 97 %, который, по предварительной оценке, имел угол внутреннего трения 27° , что и было принято в расчете. Впоследствии динамические испытания грунтов показали, что при частоте 0,2 Гц этот грунт превращается в пльвун. Оказалось, что такая частота близка к частоте волнового воздействия. Это, по нашему мнению, явилось одной из причин выноса грунта. Характер котлованов, образовавшихся при раскрытии лицевой шпунтовой стенки (рис. 2, 3), показывает, что экранирующая стенка не удержала грунт, так как он перешел в пльвунное состояние. Нельзя исключать и динамического волнового воздействия на шпунтовую стенку.

Эти недостатки ярко проявились на заключительном этапе возведения причалов.

При проведении дноуглубительных работ на проектную глубину лицевая шпунтовая стенка раскрылась во многих местах (рис. 2, 3, 4). Основная причина расхождений шпунта заключается в недостаточном учете пестрого геологического строения основания и скоростном погружении шпунта, когда за сутки погружалось до 30 шпунтовых свай. При этом нормативные документы по погружению не нарушались. Основной контрольный показатель — отсутствие веерности формально выполнялся. Невозможно контролировать отсутствие веерности при длине сваи 28 м, из которых более 20 м находится в грунте. Контролируются только верхняя часть шпунтовой стенки на высоту 5–8 м, так как погружение свай осуществлялось с воды при глубине акватории до 5 м.

На рис. 5 показано расхождение свай на глубине 17 м после завершения дноуглубления. На рис. 6 видно, что зацепление в замках незначительно и

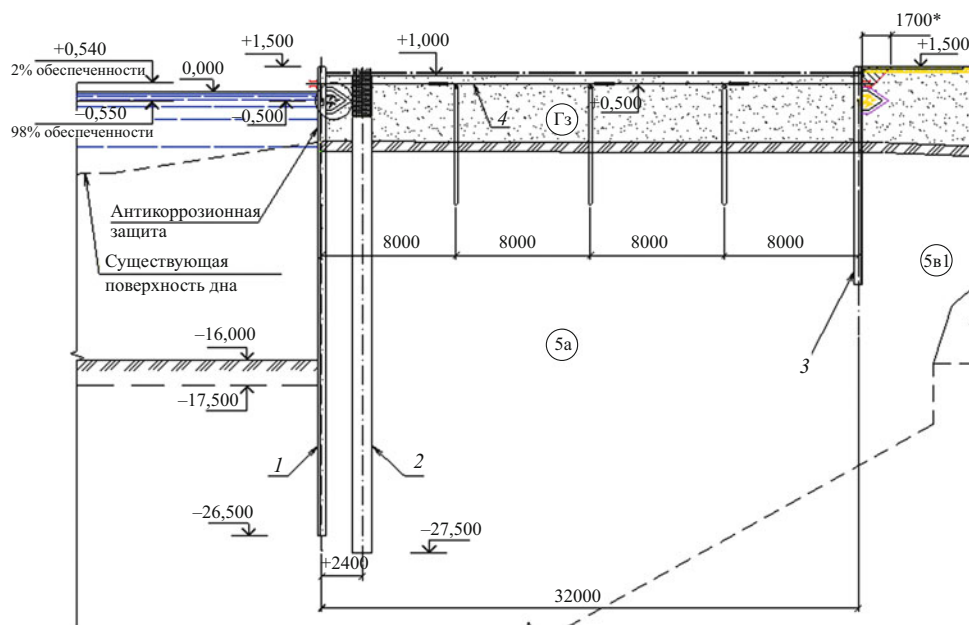


Рис. 1. Конструктивная схема bulkhead: 1 – лицевая шпунтовая стенка; 2 – экранирующая стенка; 3 – анкерная стенка; 4 – анкерные тяги.

достаточно небольшого поворота, чтобы замок раскрылся. Раскрытие шпунта при его погружении — явление повсеместное, поэтому неслучайны поиски новых типов замков. На рис. 7 показан такой замок, запатентованный фирмой ОАО “Северсталь-Метиз”.

Ремонтно-восстановительные работы (рис. 5, 8), выполненные подводным способом, и заполнение образовавшихся провалов грунта мешками с песком (уложено несколько тысяч мешков) привели к значительному удорожанию сооружения и нарушили сроки ввода его в эксплуатацию. Стоимость восстановительных работ сопоставима со стоимостью самых дорогих решений, которые необходимо было применить в проекте. К этому надо добавить



Рис. 2. Провалы грунта перед экранирующей стенкой на причале, подготовленном к эксплуатации

убытки (неустойки) при невыполнении контрактных обязательств.

Вышесказанное заставляет задуматься о причинах проявившихся дефектов.

Гидротехнические сооружения 1-го и 2-го классов в соответствии со ст. 48.1 Градостроительного кодекса Российской Федерации [1] относятся к особо опасным, технически сложным и уникальным объектам, требующим тщательных наблюдений за их состоянием на протяжении всего жизненного цикла. Градостроительный кодекс в этой же статье указывает, что уровень безопасности устанавливается законодательством о безопасности гидротехнических сооружений.

По нашему мнению, основная причина заключается в том, что государство в лице контролирующих органов и органов государственного управления упустило вопросы технического регулирования в строительстве портов. Поспешно принятый ФЗ “О техническом регулировании” [2] развалил существующую стройную систему СНиП, регламентировавших проектирование, строительство и эксплуатацию гидротехнических сооружений, ничем ее не заменив, что дезориентировало проектные и строительные организации. Отсутствие Технических регламентов приостановило обновление действующих нормативно-технических документов. Проектные организации вынуждены были пользоваться устаревшими на 15 – 20 лет документами, которые продолжали быть действующими. С этим, к сожалению, согласилась система государственной экспертизы в строительстве. В обновленных документах следовало бы развить требования к изыска-



Рис. 3. Провалы грунта на причале в процессе завершения строительства

ниям, выбору расчетных характеристик, разделу эксплуатации и технологии возведения.

К сожалению, действующая “Инструкция по проектированию морских причальных и берегоукрепительных сооружений” [3] имеет недостатки и не полностью соответствует требованиям СНиП 33.01-2003 [4]. К тому же в инструкции имеется отсылка к отмененному СНиП 2.06.01-86.

Необходимо иметь в виду, что СНиП [4] переработаны с учетом требований ФЗ “О безопасности гидротехнических сооружений” [5] и требования их распространяются на причальные сооружения. Прежде всего это относится к назначению класса сооружения по грузообороту порта.

В СНиП [4] изложены требования к разработке специального проекта натуральных наблюдений за работой и состоянием гидротехнических сооружений как в процессе строительства, так и во время эксплуатации для своевременного выявления дефектов и неблагоприятных процессов, назначения ремонтных мероприятий, предотвращения отказов и аварий, улучшения режимов эксплуатации и оценки уровня безопасности и риска аварий. СНиП [4] требуют при назначении нагрузок и воздействий на сооружения 1-го и 2-го классов особо тщательно проводить инженерно-геологические изыскания с проведением научно-исследовательских работ.

Также необходимо отметить следующее. СНиП [4] требуют проектировать сооружения 1-го и 2-го классов со сроком службы не менее 100 лет. Вместе с тем хорошо известно, что шпунт в морской воде нуждается в восстановлении антикоррозионного покрытия уже через 10 лет, что практически невозможно. А через 25 – 30 лет он теряет свою несущую способность.



Рис. 4. Процесс дноуглубления

Специалисты, занимающиеся проектированием морских гидротехнических сооружений, знают недостатки отдельных конструкций и отмечают, что *“проектирование портовых сооружений должно исходить прежде всего из прочностных характеристик, и решение финансовых вопросов, также как и сроки, должно определяться на основании того срока службы сооружения, которое определено нормативной базой”* [6] (курсив наш).

СНиП [4] допускают уменьшение срока службы при надлежащем обосновании и наличии проектных решений по продлению срока службы.

Этих важных положений ни в действующих нормативных документах по проектированию причалов, ни в конкретных проектах мы не видим. Практически создаются временные сооружения в угоду сегодняшнему дню.

На качество проектирования и строительства немалое влияние оказывают современные конъюнктурные рыночные условия. В отдельных случаях за счет “отвоевания” у моря создаются берегозащитные гидротехнические сооружения 3-го класса для промышленной зоны будущих причалов. При этом не указывается, что эти сооружения станут составной частью морского порта. Отнесение этих сооружений к 3-му классу позволяет проводить изыскательские работы по минимальной программе, поэтому определение физико-механических характеристик грунтов основания сооружений, фильтрационного режима грунтовых вод, прогнозы поведения фундаментов сооружений выполняются в минимальном объеме и не соответствуют классу сооружений будущего порта.

СНиП [4] требуют назначать класс гидротехнических сооружений порта в зависимости от его проектируемого грузооборота. Исходя из этого требования, например, причалы и гидротехнические сооружения Усть-Лужского порта должны относиться к 1-му классу, которому в осуществленном

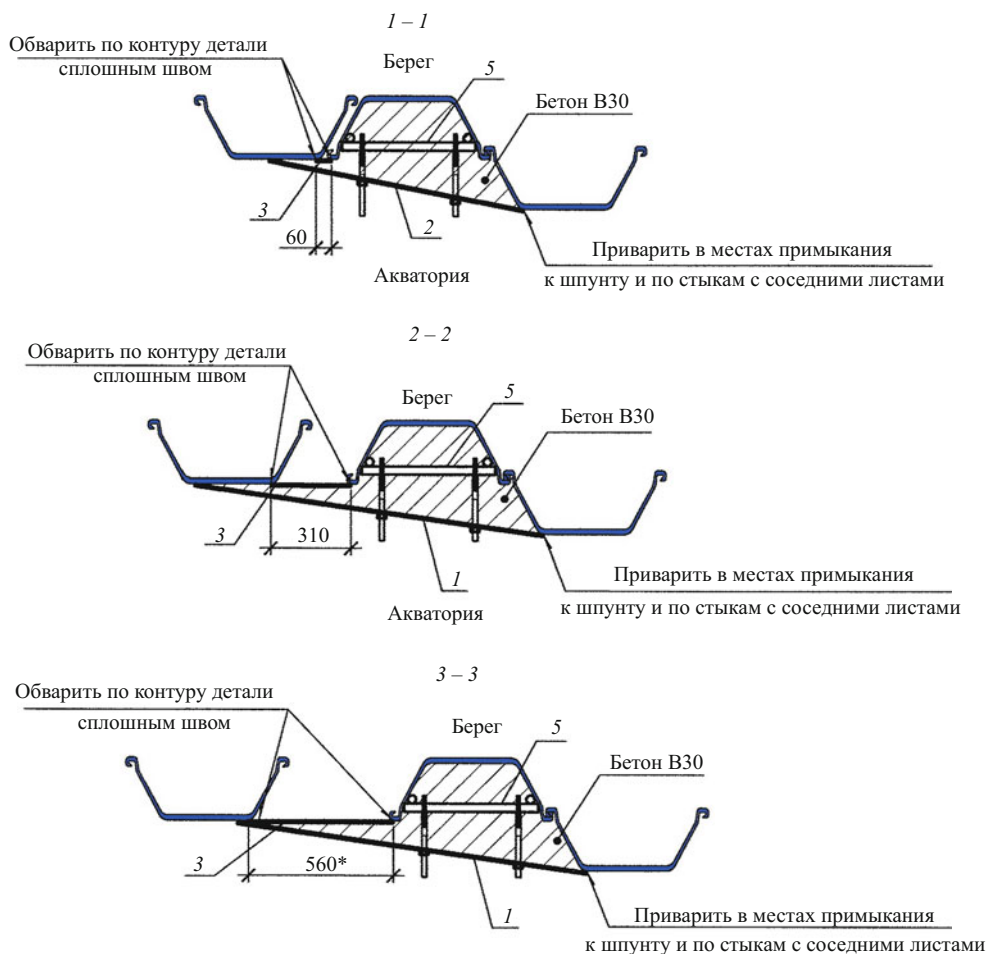


Рис. 5. Расхождения и методы восстановления грунтонепроницаемости шпунтовой стенки

проекте они не соответствуют. Здесь также просматривается и недоработка государственной экспертизы.

При сооружении причалов дноуглубление практически отдается на откуп производителю работ. Да и выполняется оно другим заказчиком за счет Росморпорта. Даже имеющиеся в документах ограничения неоднозначны: в одном документе дноуглубление предлагается производить захватками не более 2 м, в другом — не более 1 м. На самом деле на одном из причалов измерения показали, что ямы у лицевой стенки доходили до 19,5 м при проектной глубине у стенки 17,0 м. О влиянии дноуглубительных работ на состояние причала свидетельствует рис. 4.

Не лучшим образом выглядит и эксплуатация причальных сооружений. Нам довелось несколько лет назад провести экспертизу причин повреждения одного из причалов Ленинградского морского порта. При загрузке причала чугунными чушками причал обрушился (рис. 9).

Нужно было найти причину аварии и виновника. Как это принято, первыми дали заключение проектировщики, выдавшие технический паспорт перед заключением контракта между портом и сти-

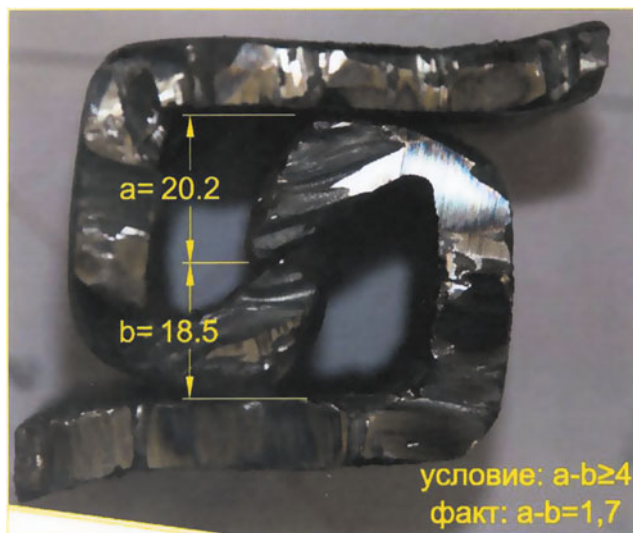


Рис. 6. Деформированный шпунтовый замок

видорной компанией. В техническом паспорте был отмечен коррозионный износ лицевой шпунтовой стенки 13,5 %, а общий износ причала — 12 % при допустимом 15 %, т.е. причал можно эксплуатировать и нагружать проектными нагрузками. Заклю-

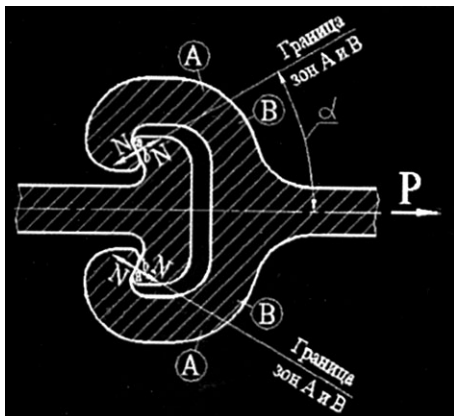


Рис. 7. Новая система профилей шпунтового замка

чение проектной организации о причине аварии было однозначным: перегрузили.

Мы оценили коррозионный износ в 30 % (рис. 10). Оказалось, что определяющим является даже не кислородная коррозия, а биологическая язвенная. При этом в отдельных местах остаточная толщина стенки не превышала 9 мм, т.е. износ составил более 50 %. Наш вывод: причал разрушился от нагрузки, которая была ниже проектной, но выше допустимой для конкретного состояния причала.

Эксплуатация причалов осуществляется на основе “Правил технической эксплуатации портовых сооружений и акваторий” [7] и ГОСТ Р “Портовые гидротехнические сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния” [8]. Действующие документы по эксплуатации морских гидротехнических сооружений даже в обновленном виде не применяют термин “безопасность гидротехнических сооружений”. Создается впечатление, что это сделано сознательно вопреки нормам ст. 1 и ст. 3 ФЗ “О безопасности гидротехнических сооружений”.

Разработчики ГОСТ Р [8] в разделе “Термины и определения” приводят термин “портовая гидротехника”, как *отрасль науки и техники, охватывающая вопросы использования в транспортных целях водных ресурсов, их охраны и борьбы с вредным действием вод с помощью инженерных сооружений*”, что полностью соответствует ФЗ [5].

Федеральное агентство по техническому регулированию и метрологии приказом от 25 ноября 2011 г. № 600-с ввело в действие ГОСТ Р [8]. Приказом Министерства регионального развития Российской Федерации от 29 декабря 2011 г. № 623 введены в действие СНиП [4]. Эти документы противоречат друг другу.

В ГОСТ Р [8] содержится много разночтений с ФЗ [5] и СНиП [4], развивающих положения Закона. При этом СНиП [4] учитывают требования ФЗ



Рис. 8. Заполнение провалов мешками с песком

[2], на основе которого якобы разработан ГОСТ Р [8].

При составлении ГОСТ Р [8] утрачена основная идеология ФЗ [2] — обеспечение безопасности изделий даже при их исправном и работоспособном состоянии.

Важнейшие из разночтений:

Декларация безопасности гидротехнического сооружения подменяется декларацией соответствия, которая, по сути, является короткой справкой собственника (эксплуатирующей организации) о состоянии причала, составленной на основе свидетельства о годности портового гидротехнического сооружения к эксплуатации, выданного специализированной организацией. При этом специализированная организация может иметь статус общества с ограниченной ответственностью. Свидетельство является разрешением на эксплуатацию сооружения (причала). ФЗ “О безопасности гидротехнических сооружений” предоставляет право выдачи разрешения на эксплуатацию гидротехнического сооружения только органам государственного надзора за безопасностью гидротехнических сооружений.

В ГОСТ Р [8] отсутствует понятие “безопасность гидротехнического сооружения”. Это понятие подменяется понятием “состояние”, что не одно и то же. При оценке уровня безопасности большое внимание должно уделяться организации эксплуатации. В системе Ростехнадзора при работоспособном состоянии сооружения во многих случаях уровень безопасности его оценивается как пониженный при наличии существенных замечаний по организации эксплуатации.

Уровень безопасности гидротехнического сооружения в соответствии с [9] фиксируется в регистрационной справке Российского регистра, декларации безопасности, технических паспортах и других документах.



Рис. 9. Начальная стадия аварии

Оценка состояния причалов по ГОСТ Р [8] производится ресурсным методом, т.е. определяется средний износ отдельных узлов, а затем по формуле вычисляется средний износ причала. Такой метод можно применять, но для иных целей.

Некоторые позиции Приложения Ц к ГОСТ Р [8], например п. 8, допускают считать работоспособным причал при износе шпунтовой стенки на 25 %, что недопустимо по нормам СНиП [4].

Безопасность должна определяться наличием предаварийных очагов, возможностью их развития на основе возможных сценариев повреждения (аварии) сооружения и, как правило, оцениваться вероятностью аварии в соответствии со СНиП [4] и Стандартом [10], который является ведомственным документом, но имеет общепризнанный характер, признается органами государственного надзора.

Литературные источники, например [11], предлагают применять и другие методы оценки уровня безопасности, основанные на “балльной системе”, когда эксперт тому или иному элементу присваивает численное значение безопасности в баллах в определенных пределах. Недостаток таких методов заключается в том, что, строго говоря, он противоречит теории экспертных оценок, требующей участия в процедуре оценки нескольких экспертов, имеющих равную квалификацию. По этой причине его не следует рекомендовать.

В ГОСТ Р [8] не упоминается автоматизированная система мониторинга (одно из требований СНиП [4]), хотя она практически начала внедряться на отдельных причалах в Усть-Лужском морском порту, а в гидроэнергетике имеется 10-летний опыт применения таких систем.

ГОСТ Р [8] перегружен массой приложений, многие из которых устарели:

Приложение 6 (рекомендуемое). Обследование дна у сооружений;

Приложение 7 (рекомендуемое). Измерение глубин у сооружений;



Рис. 10. Измеренная толщина полки шпунта, изъеденной коррозией

Приложение 8 (рекомендуемое). Построение совмещенных профилей сооружения.

В настоящее время используется современная техника и современные методы обработки результатов измерений. Можно рекомендовать, как пример, Стандарт [12].

Достаточно произвольно применены требования ГОСТ Р [13] о состояниях гидротехнических сооружений. По ГОСТ Р [8] состояний должно быть пять. А почему не семь? ГОСТ [13] позволяет.

Тема определения состояний гидротехнических сооружений на терминологическом уровне обсуждается давно [14] и, как нам представляется, закрыта с выходом Стандарта [9]. В речной гидротехнике, поднадзорной Ростехнадзору, применяются три состояния, увязанные с методами расчета по СНиП [4] и критериями безопасности гидротехнических сооружений, о которых в рассматриваемом ГОСТ Р [8] даже не упоминается. В этой связи несколько странным представляется Приложение Ц к ГОСТ Р [8], в котором нормируются лишь два состояния: работоспособное и предельное. Логика документа нарушена.

Федеральный закон “О морских портах Российской Федерации” [15] в редакции 2012 г. все ставит на свои места, Ст. 5 которого сформулирована следующим образом: “Государственный надзор в области безопасности гидротехнических сооружений морского порта осуществляется уполномоченным федеральным органом исполнительной власти при осуществлении государственного транспортного надзора с учетом особенностей организации, установленных Федеральным законом от 21 июля 1997 года № 117-ФЗ “О безопасности гидротехнических сооружений”, проверок юридических лиц, индивидуальных предпринимателей, осуществляющих деятельность в области эксплуатации гидротехнических сооружений”.

Из этого следует, что наведение порядка в проектировании, строительстве и эксплуатации морских гидротехнических сооружений необходимо начать с обновления всей нормативно-технической

документации, не соответствующей требованиям федеральных законов. Нам представляется, что наши замечания по конкретным документам могут быть полезными для разработчиков современных документов. При разработке новых документов необходимо максимально сохранить на практике нормы “старых” документов. Так, например, в Инструкции [3] исключены ограничения на применение причалов типа больверка, введенные СНиП II-И.2-62 “Гидротехнические сооружения морские. Основные положения проектирования” и отмененные с выходом СНиП [4]. СНиП II-И.2-62 не рекомендовали применение больверков без гашения волн у причала. Это надо понимать так, что гибкая конструкция больверка подвержена динамическому волновому воздействию со всеми вытекающими последствиями.

В обновленных документах требуется установить более жесткие нормы на изыскательские работы, определения физико-механических характеристик грунтов, учет динамического воздействия на грунты, прогноз гидрологического режима припортовых территорий и др.

Прежде всего следует отказаться от повсеместного применения проектных решений по причалам типа заанкеренного больверка с лицевой шпунтовой стенкой. Применение такой конструкции должно быть увязано с требованиями СНиП по прочности и долговечности, с технологией выполнения строительно-монтажных работ. Несмотря на кажущиеся преимущества, такая конструкция имеет ряд очень серьезных недостатков, из-за которых в некоторых странах применение стального шпунта в морском строительстве при возведении основных гидротехнических сооружений запрещено.

Не следует допускать погружение шпунта на большую глубину без проектной проработки способов его погружения.

Следует отказаться от абсолютизации грунтонепроницаемости шпунтовой стенки. До отметки дноуглубления перед шпунтовой стенкой должна быть устроена грунтонепроницаемая призма, препятствующая выносу грунта через зазоры в замках.

Выводы

Для наведения должного порядка при создании новых портов и причальных сооружений требуется:

усилить роль государства в создании и развитии портов и портовых комплексов;

обновить нормативную базу проектирования, технологии возведения и эксплуатации причальных сооружений;

навести порядок в области государственного надзора за безопасностью причальных гидротехнических сооружений;

более активно использовать опыт смежных отраслей по строительству и эксплуатации гидротехнических сооружений.

Список литературы

1. Градостроительный кодекс Российской Федерации от 29.12.2004 № 191-ФЗ.
2. Федеральный закон “О техническом регулировании” от 27.12.2002 № 184-ФЗ.
3. Инструкция по проектированию морских причальных и берегоукрепительных сооружений: РД 31.31.55-93.
4. СНиП 33.01-2003 (СП 58.13330.2012). Гидротехнические сооружения. Основные положения.
5. Федеральный закон “О безопасности гидротехнических сооружений от 21.07.1997 № 117-ФЗ.
6. *Ильина Т. В.* Наука, производство, бизнес — для развития портов // Гидротехника. 2011. № 4.
7. Правила технической эксплуатации портовых сооружений и акваторий: РД 31.35.10-86. М., 1988.
8. ГОСТ Р 54523-2011. Портовые гидротехнические сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния.
9. СО 34.21.308-2005. Гидротехника. Основные понятия. Термины и определения. ОАО “ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева”. СПб, 2005.
10. СТО 70238424.27.140.026-2009. Гидроэлектростанции. Оценка и прогнозирование рисков возникновения аварий гидротехнических сооружений. Нормы и требования / РусГидро. М., 2009.
11. *Иващенко И. Н., Радкевич Д. Б., Иващенко К. И.* Вероятностная оценка риска аварий плотин по результатам их мониторинга и обследований // Гидротехническое строительство. 2012. № 7.
12. СТО 75782411.27.140.055. Подводно-технические обследования состояния гидротехнических сооружений и примыкающих к ним участков неукрепленных русел / РусГидро.
13. ГОСТ Р 27.002-2009. Надежность в технике. Термины и определения.
14. *Василевский А. Г., Стефанишин Д. В.* Понятия, определения, критерии и подходы при анализе надежности и безопасности гидротехнических сооружений // Гидротехническое строительство. 1994. № 11.
15. Федеральный закон “О морских портах Российской Федерации” (в ред. Федерального закона от 25.06.2012 № 93-ФЗ).

Поздравление Олегу Дмитриевичу Рубину



3 сентября 2013 г. исполняется 60 лет известному российскому ученому, специалисту-гидротехнику, доктору технических наук, профессору Олегу Дмитриевичу Рубину.

После окончания с отличием в 1975 г. гидротехнического факультета Московского инженерно-строительного института им. В. В. Куйбышева О. Д. Рубин был направлен на работу в НИС Гидропроекта (ОАО «НИИЭС»), где прошел путь от инженера до заместителя генерального директора – технического директора института. За эти годы Олег Дмитриевич стал специалистом в области исследований сборных и массивных железобетонных сооружений и конструкций, защитив кандидатскую и докторскую диссертации по этой тематике.

Перечень и типы объектов, которыми предметно занимался О. Д. Рубин, обширны: конструкции Смоленской, Курской, Нововоронежской АЭС, Пермской, Черепетской и Новомосковской ГРЭС, ТЭС Мосэнерго и Башкирэнерго, сооружения канала им. Москвы, сооружения и конструкции отечественных и зарубежных гидроузлов, в том числе Волжско-Камского каскада, Павловской, Богучанской, Зарамагской ГЭС, Загорской ГАЭС и Загорской ГАЭС-2, гидроузлов Тери, Капанда, Аль-Вахта, Три Ущелья, Сангтудинской ГЭС и многих других.

Все исследования выполнены О. Д. Рубиным на высоком научном уровне и завершены разработкой новых технических решений, реализованных на практике. За цикл работ по научному обоснованию эффективных сборно-монолитных конструкций атомных электростанций О. Д. Рубин вместе с

группой специалистов института был удостоен в 1990 г. звания лауреата премии Совета Министров СССР.

В настоящее время Олег Дмитриевич осуществляет руководство комплексом работ института по контролю состояния и оценке безопасности строящихся и эксплуатируемых ГЭС, включая разработку проектов размещения контрольно-измерительной аппаратуры, изготовление, поставку, монтаж и установку КИА, мониторинг и оценку состояния сооружений и оборудования ГЭС. Такие работы ведутся сейчас на Богучанской ГЭС, Загорской ГАЭС и Загорской ГАЭС-2, гидроузлах Волжско-Камского каскада и Северного Кавказа.

Высокая инженерная эрудиция, поразительная работоспособность, требовательность к себе и окружающим, умение организовывать работу, упорство в достижении цели снискали О. Д. Рубину заслуженный авторитет среди широкого круга ученых, проектировщиков, строителей, эксплуатационного персонала ГЭС.

Олег Дмитриевич с интересом занимается преподавательской деятельностью. Он – профессор, член диссертационного совета Московского государственного университета природообустройства, под его руководством защищены докторская и кандидатские диссертации.

Много внимания О. Д. Рубин уделяет научно-организационной работе. Он действительный член Российской академии естественных наук и Российской академии водохозяйственных наук, член ряда научных и научно-технических советов, автор научно-технических журналов «Гидротехническое строительство», «Бетон и железобетон». Им опубликовано более 100 научных трудов, включая монографии, авторские свидетельства и патенты.

Научный и практический вклад О. Д. Рубина в гидроэнергетику отмечен правительственными наградами, рядом отраслевых наград Минэнерго, РАО «ЕЭС России», ОАО «РусГидро».

Коллеги и друзья, научно-техническое сообщество гидротехников, редколлегия и редакция журнала «Гидротехническое строительство» поздравляют Олега Дмитриевича с юбилеем и желают ему дальнейших успехов в творческой деятельности, здоровья, счастья и свершения всех его надежд.

Новости гидроэнергетики и гидротехники

Строительство Богучанской ГЭС

Испытания ГА №5, начатые 1 июня на Богучанской ГЭС, были успешно завершены в последние дни месяца. Одновременно Объединенное диспетчерское управление энергосистемами Сибири (ОДУ Сибири) выдало Богучанской ГЭС предписание увеличить нагрузку с 470 до 800 МВт. По мнению ОДУ Сибири, степень готовности станции и гидрологическая обстановка на Богучанском водохранилище, заполненном до отметки 188,0 м, позволяют ввести в работу одновременно четыре агрегата и сократить холостые сбросы воды. 29 июня 2013 г. станция выработала двухмиллиардный с момента пуска кВт · ч электроэнергии. 28 июня впервые в практике работы Богучанской ГЭС расход воды через гидроагрегаты (1650 м³/с) превысил холостые расходы через водосброс №1 (1250 м³/с). По предписанию Енисейского бассейнового водного управления уровень Богучанского водохранилища поддерживается на отметке 188,0 м. Объем Богучанского водохранилища в течение июля составлял 22,3 ... 122,4 км³.

На ГА №7 завершаются работы по монтажу трубопроводов, трансформаторов и токопроводов. На ГА №8 произведен монтаж масляной ванны с подпятником, уплотнения вала и направляющего подшипника. На ГА №9 смонтированы щиты управления, система пожаротушения, трубопроводы водяного охлаждения и другое вспомогательное оборудование. Произведена подготовка к шихтовке сердечника. Всего в течение июля смонтировано около 534 т гидросилового и гидромеханического оборудования.

На каменнонабросной плотине (КНП) выполнена расчистка верха асфальтобетонной диафрагмы (АБД) от щебня, которым её прикрывали на осенне-зимний период. Эти действия стали первым этапом программы строительных работ по КНП, запланированных на 2013 г. В плотину планируется уложить камень и щебень в объеме 3000 ... 4000 м³ (в зависимости от осадки материалов) и выполнить земельно-скальные работы в объеме 130 тыс. м³. В текущем году плотину и диафрагму должны возвести до проектных отметок: КНП – 213.10 м, АБД – 211.75 м. Одновременно с удалением щебня начаты работы по установке опалубки и укладке асфальтобетона. В июле его уложено более 450 м³. В связи с тем, что эти работы можно выполнять только при положительных дневных температурах, планируется завершить укладку асфальтобетонной

смеси не позднее 31.10.2013. Работы ведутся подрядной организацией ООО “КодинскГидроспецстрой”. При выполнении этих работ задействованы два экскаватора, автокран и поливочная машина.

Наблюдения за состоянием КНП ведутся в соответствии с “Комплексной программой мониторинга технического состояния ГТС Богучанской ГЭС”. При этом отслеживаются вертикальные осадки и плановые перемещения плотины, расход воды в дренажных скважинах, температура асфальтобетона у низовой грани АБД и ряд других параметров. По результатам выполняемых инструментальных и визуальных наблюдений за состоянием гидротехнических сооружений Богучанской ГЭС на сегодняшний момент каких-либо процессов или явлений, опасных для сооружений, не выявлено. Состояние сооружений оценивается как исправное и не препятствующее дальнейшему наполнению водохранилища.

На гребне бетонной плотины завершаются работы по укладке бетона в секцию №30. Она последней будет возведена до проектной отметки 214,0 м. В июле уложено 2849 м³ бетона. На секции №34 начато строительство входного павильона. В пазухе между плотиной и машинным залом в июле продолжался демонтаж двух строительных кранов БК 1000 и крана БК 1425. Демонтировано 110 м подкрановых путей. С поверхности бетонной плотины снято 1150 м² опалубки.

Строительство Гоцатлинской ГЭС

На Гоцатлинской ГЭС начата укладка асфальтобетона в диафрагму – противофильтрационный элемент плотины. Начало сооружения диафрагмы позволит резко интенсифицировать работы по строительству плотины станции. “В процессе возведения диафрагмы плотины Гоцатлинской ГЭС будет отработана оптимальная для данных условий технология укладки. Для обеспечения запланированного пуска гидроагрегатов станции в конце 2014 г. необходимо ежемесячно поднимать диафрагму на 4 метра. Контроль за качеством работ будет производиться путем выбуривания из диафрагмы кернов и их лабораторного исследования” - отметил главный инженер ОАО “Сулакский Гидро-Каскад” Байсар Гаджимагомаев.

Плотина Гоцатлинской ГЭС наибольшей высотой 69 м и длиной по гребню 175 м по проекту отсыпается из галечникового грунта, добываемого из русла реки в процессе сооружения отводящего ка-

нала станции. С целью предотвращения фильтрации воды через плотину в ее центральной части устраивается диафрагма из литого самоуплотняющегося асфальтобетона. Такое конструктивное решение, уже проверенное на строительстве Ирганайской и Богучанской ГЭС, позволит обеспечить высокую надежность плотины. В ходе проектирования ГЭС рассматривался и альтернативный вариант сооружения противофильтрационного элемента - возведение "стены в грунте" из глиноцементобетона. Выбор в пользу асфальтобетонной диафрагмы был сделан Бюро НТС ОАО "РусГидро" из-за ее большей надежности и безопасности.

Подъем уровня водохранилища Чебоксарской ГЭС

Федеральная служба по надзору в сфере природопользования (Росприроднадзор) утвердила состав экспертной комиссии по проекту завершения строительства Чебоксарской ГЭС, признав комплектность представленных материалов. Председателем комиссии назначен ректор Нижегородского государственного архитектурно-строительного университета Евгений Копосов. Решение об этом принято на организационном заседании. В соответствии с принципами независимости экспертов, научной обоснованности и объективности заключений экологической экспертизы в состав комиссии включены 20 ведущих специалистов профильных вузов и научно-исследовательских институтов страны, в том числе Российской академии наук. Приказом ведомства № 363 от 27 июня 2013 г. определен срок проведения государственной экологической экспертизы – три месяца.

ОАО "Инженерный центр энергетики Поволжья" по поручению РусГидро представило в Росприроднадзор полный пакет проектной документации: технические отчеты о проведенных изысканиях и натурных обследованиях, комплекс инженерных решений по подъему водохранилища до проектной отметки 68,0 м, сметную документацию, чертежи, картографический материал, трехмерную модель водохранилища, фотоматериалы, расчеты экономической эффективности проекта, а также окончательный вариант оценки воздействия на окружающую среду (ОВОС), который подготовлен на основе общественных слушаний.

Прохождение государственной экологической экспертизы – одно из обязательных условий для реализации такого проекта. Эксперты проверят, соответствуют ли предлагаемые проектные решения требованиям природоохранного законодательства. Кроме этого комиссии предстоит определить степень достаточности и обоснованности мер по охране окружающей среды, предусмотренных проектом.

Строительство Нижне-Бурейской ГЭС

В котловане Нижне-Бурейской ГЭС развернуты работы по подготовке скального основания основных сооружений гидроэлектростанции. Ведутся буровзрывные работы в районе монтажной площадки. На июль 2013 г. объем выемки скального грунта по монтажной площадке составил 17 тыс. м³, по водосбросной плотине - 12,5 тыс. м³. Скальные породы рыхлятся взрывами малой мощности, после чего производится выемка грунта экскаваторами. Извлеченные крупные камни используются для крепления правого берега отводящего канала. Всего в текущем году строителям предстоит выполнить земельно-скальные работы объемом более 100 тыс. м³ в районе монтажной площадки и около 150 тыс. м³ собственно в котловане.

Продолжается бетонирование первых секций плотины в районе правобережного примыкания. В настоящее время работы ведутся на третьей секции плотины. За полтора месяца, прошедшие с начала бетонных работ, уложено 3 тыс. м³. Всего же годовым графиком предусмотрена укладка 88 тыс. м³ бетона в основные сооружения станции.

Одновременно ведётся монтаж бетонного завода производительностью 120 м³/час. Это уже третий завод, который будет обеспечивать возрастающие потребности строительства. Его ввод планируется в августе. Установлен и налажен мобильный сортировщик песчано-гравийной смеси в районе верхнего бьефа. Его продукция будет использоваться для изготовления бетона.

Продолжаются работы по подготовке базы гидромеханического оборудования, обустройству береговой линии, монтажу второй очереди подстанции "Створ".

Строительство Зарамагской ГЭС-1

Первое рабочее колесо для Зарамагской ГЭС-1, изготовленное компанией Voith Hydro, доставлено на базу строительства в г. Алагир. На транспортировку крупногабаритного груза из австрийского города Санкт-Пельтен потребовался целый месяц. В здании ГЭС-1 будут установлены две турбины мощностью по 171 МВт, уникальные для отечественной гидроэнергетики. Они будут использовать самый большой среди ГЭС России напор – 630 м, а также станут самыми мощными и крупными в нашей стране турбинами ковшового типа. Конструктивно рабочее колесо, представляющее собой монолитный диск с 22 ковшами, выполнено из высокопрочной нержавеющей стали. Вес рабочего колеса составляет 26,2 т, диаметр 4,22 м, рабочая скорость вращения – 300 об/мин. Транспортировка осуществлялась с использованием специального автотранспорта в особых условиях. Скорость авто тягача не должна была превышать 60 км/ч, перевоз-

ка выполнялась только в светлое время суток. На своем пути рабочее колесо пересекло несколько государственных границ. В настоящий момент второе рабочее колесо находится в пути. До завершения строительства здания ГЭС-1 детали гидротурбин будут находиться на хранении в г. Алагир.

Реконструкция Воткинской ГЭС

На Воткинской ГЭС начались строительные-монтажные работы по комплексной реконструкции ОРУ 500 кВ. Вместо существующего оборудования, работающего с момента пуска станции, будет смонтировано современное комплектное распределительное устройство с элегазовой изоляцией (КРУЭ). Необходимость реконструкции вызвана физическим износом и моральным старением оборудования ОРУ, эксплуатируемого более 50 лет. Генеральным подрядчиком по реконструкции является испанская фирма "Iberdrola", которая выполнит

работы "под ключ". В эксплуатацию КРУЭ должно быть введено в конце 2014 г. В настоящее время начаты работы по строительству здания КРУЭ. В нём будет смонтировано 8 ячеек производства фирмы АBB. Каждая ячейка включает в себя выключатель, разъединители, заземлители и другое оборудование. Изоляция ячеек выполнена при помощи элегаза (SF₆), который по сравнению с другими изоляционными материалами отличается лучшими изоляционными характеристиками, взрыво- и пожаробезопасен.

Замена устаревших открытых распределительных устройств на современные КРУЭ является одним из основных направлений программы комплексной модернизации РусГидро. В частности, такие работы проведены или ведутся на Саяно-Шушенской ГЭС, Волжской ГЭС, Загорской ГАЭС, Баксанской ГЭС, станциях Каскада Кубанских ГЭС.

Материалы подготовлены пресс-службой ОАО "РусГидро":

И. Слива, В. Скращук, Л. Лукманова, О. Семенова, И. Коренюк, В. Тохсыров, С. Макаров

Библиография

Техническое состояние плотины Саяно-Шушенская ГЭС

О кн.: Вульфович Н. А., Гордон Л. А., Стефаненко Н. И.

Арочно-гравитационная плотина Саяно-Шушенской ГЭС.

Оценка технического состояния по данным натуральных наблюдений. —

СПб.: ОАО "ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева", 2012.

Монография посвящена оценке технического состояния плотины Саяно-Шушенской ГЭС. Авторы в течение многих лет занимаются анализом данных натуральных измерений. В их распоряжении находится весь фактический материал, накопленный за полвека проектирования, строительства и эксплуатации уникальной арочно-гравитационной плотины. Этот материал лег в основу рецензируемой книги. Он представляет не только научно-технический, но и общественный интерес.

Авария 17 августа 2009 г. в машинном зале Саяно-Шушенской ГЭС вызвала большой общественный резонанс. После аварии появилось немало ошибочных публикаций, где была поставлена под сомнение надежность плотины. Авторы монографии приводят фактические данные о том, что авария оборудования не сказалась на надежности плотины.

Первые три главы рукописи носят вводный методический характер. В них дана краткая характеристика природных условий района возведения и

приведены основные параметры конструкции плотины, описано техническое и методическое обеспечение контроля состояния плотины.

В соответствии с действующими нормативными документами техническое состояние плотины оценивается по четырехуровневой шкале:

I — технически исправное состояние (нормальный уровень безопасности) — состояние сооружения, соответствующее всем требованиям нормативных документов и проекта;

II — работоспособное состояние (пониженный уровень безопасности);

III — ограничено работоспособное состояние (неудовлетворительный уровень безопасности);

IV — неработоспособное (опасное, аварийное) состояние.

Границы между техническими состояниями (предельно допустимые значения диагностических показателей для данного технического состояния) задаются критериями безопасности K1, K2.

При наличии четырёх групп технического состояния и безопасности количество границ (критериальных значений) должно быть равно трём. Однако в утвержденной органами государственного надзора методике введено только два критериальных значения:

К1 — первый (предупреждающий) уровень значений диагностических показателей, при достижении которого устойчивость, механическая и фильтрационная прочность ГТС и его основания, а также пропускная способность водосбросных и водопропускных сооружений ещё соответствуют условиям нормальной эксплуатации;

К2 — второй (предельный) уровень значений диагностических показателей, при превышении которого эксплуатация ГТС в проектных режимах недопустима.

Как устанавливать границу между первым и вторым уровнями регламентируемая нормами методика не определяет. Авторы для этой цели используют сравнение измеренного диагностического показателя с прогнозируемым его значением. Если при реально действующих на момент измерений нагрузках и воздействиях измеренное значение диагностического показателя попадает в доверительный интервал, прогнозируемый регрессионной или расчётной моделью, и при этом не превосходит К1, то уровень безопасности нормальный. Если при реально действующих на момент измерений нагрузках и воздействиях измеренное значение диагностического показателя не попадает в доверительный интервал, прогнозируемый регрессионной или расчётной моделью, но при этом не превосходит К1, то уровень безопасности пониженный. Если не удастся построить достоверную прогнозную модель, то граница между исправным (нормальный уровень безопасности) и работоспособным состоянием (пониженный уровень безопасности) устанавливается экспертно (как это рекомендуется действующими нормативными документами).

В главах 4 – 9 приводятся данные натурных измерений, даются анализ этих данных и оценка технического состояния плотины за двадцать лет эксплуатации (с 1991 по 2011 г.). На сооружениях Саяно-Шушенской ГЭС имеется около 11 тыс. измерительных точек (пунктов). Дать подробную информацию обо всех данных натурных измерений на плотине не представляется возможным. Авторы проводят анализ состояния плотины по нескольким наиболее ценным диагностическим показателям, в числе которых радиальные и тангенциальные перемещения девяти точек на плотине, углы поворота девяти горизонтальных сечений плотины, фильтрационные расходы через основание и бетон тела плотины. Для перечисленных диагностических показателей в главах 6 – 8 построены регрессионные прогнозные модели и определены критериальные (предельно допустимые значения) К1 и К2. Материалы глав 6 – 8 легли в основу пяти редакций (1998, 2003, 2007, 2009, 2010 гг.) официальных критериев безопасности, утверждаемых Ростехнадзором.

Прогнозные зависимости, по которым оценивалось текущее состояние плотины и основания, строились путем статистической обработки данных измерений методом наименьших квадратов. Авторами предложен вид регрессионных зависимостей, отличный от традиционных эмпирических формул. В рецензируемой работе для учета перемещений от температурных воздействий в эмпирические прогнозные зависимости впервые введены слагаемые, аргументами которых являются температуры бетона в нескольких базовых точках, выбранных на основе численного эксперимента.

Книга представляет интерес для инженеров, занимающихся проектированием, строительством и эксплуатацией гидротехнических сооружений, а также для студентов строительных вузов.

Сдано в набор 24.06.2013. Подписано в печать 19.08.2013. Формат 60×84 1/8.

Печать офсетная. Печ. л. 7,0. Цена свободная

Оригинал-макет выполнен в издательстве “Фолиум”
127238, Москва, Дмитровское ш. 58, тел/факс (495) 482-5590, 482-5544

Internet: <http://www.folium.ru>, **E-mail:** info@folium.ru

Отпечатано в типографии издательства “Фолиум”

ПРАВИЛА ОФОРМЛЕНИЯ РУКОПИСИ СТАТЬИ

Статью в редакцию журнала “Гидротехническое строительство” можно направить по адресу: 109044, г. Москва, Воронцовский переулок, дом 2, стр. 1. ЗАО НТФ «Энергопрогресс» или по E-mail: gts1930@yandex.ru

Статья должна отвечать следующим требованиям.

1. Статью необходимо сопроводить письмом с указанием *сведений об авторах* (фамилия, имя и отчество полностью, место работы, ученая степень и должность, служебный и домашний адреса, номера домашнего и служебного телефонов), *краткой аннотацией*.

2. Принимаются к рассмотрению: статьи, напечатанные *на машинке* (на одной стороне листа через два интервала с полями 3 – 4 см), в двух экземплярах или один экземпляр распечатки статьи, набранной *на компьютере* (шрифт не менее 14 пт с полуторным межстрочным интервалом), плюс электронная версия статьи на диске (3,5" или CD) или по E-mail.

3. *Рисунки* представляются отдельно в двух экземплярах, их нельзя вклеивать в текст. В тексте (на полях) приводятся лишь ссылки на номера рисунков. Следует учитывать, что при печати рисунки уменьшаются, поэтому детали их не должны быть мелкими, однако размер каждого рисунка не должен превышать 200 × 290 мм.

Все *чертежи* выполняются в соответствии с действующими стандартами, аккуратно и четко. *Графики* должны быть выполнены в координатах в единицах измерения СИ (обязательных). Графики или кривые зависимости, если их на рисунке несколько, а также отдельные детали на чертежах, узлы и линии на схемах следует обозначать цифрами (позициями) или буквенными обозначениями. Сокращение слов не допускается.

Фотоснимки с четким контрастным изображением и хорошо проработанными деталями представляются в двух экземплярах, на одном из которых не должно быть никаких надписей и позиций.

4. *Формулы* должны быть четко написаны в отдельные строки (а не в текст). При этом прописные (большие) буквы подчеркиваются двумя черточками снизу, а строчные (маленькие) – двумя черточками сверху. Греческие буквы обводятся красным карандашом, латинские – синим. Индексы пишутся ниже строки, показатели степени – выше. На полях рукописи делаются пометки, поясняющие, какие буквы являются русскими, какие – латинскими, делается разметка букв [на полях или рядом пишется слово “буква” О, З, Ч, I (латинская), П, Ш, У в отличие от цифр 0, 3, 4, I, II Ш, V] в типах оборудования и других случаях. Если формулы набраны на компьютере, но их элементы имеют двойное прочтение, они должны быть размечены так же, как и при написании вручную.

5. *Таблицы* не должны быть громоздкими, все наименования необходимо писать без сокращения слов (за исключением единиц измерения). Численные значения величин в таблицах и в тексте должны быть в единицах измерения СИ (обязательных).

6. Статья должна завершаться *конкретными выводами*, в которых в лаконичной форме (по пунктам) излагаются результаты работы и предложения автора, вытекающие из изложенного материала.

7. *Список литературы* приводится в конце статьи. Он составляется в порядке последовательности ссылок в тексте. Ссылки на литературу в тексте заключаются в квадратные скобки. В списке указывается:

а) для *журнальных статей* – фамилия и инициалы всех авторов, название статьи, журнала, год издания, номер журнала (том);

б) для *книг* – фамилия и инициалы всех авторов, название книги, издательства, год издания;

в) для *сборников и продолжающихся изданий* – фамилия и инициалы всех авторов конкретной статьи, ее название, название сборника или издания, город, издательство, год, выпуск;

г) для *других видов изданий* перечисляются идентичные библиографические данные.

В список литературы не должны включаться неопубликованные материалы, материалы служебного пользования, а также мало распространенные издания и материалы, отпечатанные литографическим или подобным ему способом.

Технические требования к электронной версии статьи. Текст статьи должен быть набран на PC-совместимом компьютере (не Mac) с использованием базовых шрифтов Windows. Рисунки необходимо выполнить в форматах EPS, CDR, BMP, TIFF или JPEG и предоставить отдельными файлами (нельзя заверстывать рисунки в текст статьи). Сканирование графических рисунков нужно производить с разрешением 600 dpi, а фотоснимков, представляемых в электронном виде, – с разрешением не менее 300 dpi.

СПРАВКА

(предоставляется в редакцию каждым автором/соавтором статьи)

В соответствии с Законом Российской Федерации об авторских правах, сообщаю, что я, _____

автор (соавтор) статьи _____

уведомлён об ответственности за использование в статье таких материалов, защищённых авторским правом, как цитаты, воспроизведённые данные, иллюстрации и иные материалы, и о том, что ответственность за нарушение авторских прав ложится на автора статьи.

Я сообщаю, что данная статья не опубликована и не представлена для опубликования в другие периодические издания.

В связи с тем, что издательство “Springer” издаёт новый журнал на английском языке “Power Technology and Engineering”, статьи для которого будут отбираться из журналов “Электрические станции” и “Гидротехническое строительство”, я подтверждаю передачу прав издательству “Springer” на перевод статьи на английский язык и опубликование в печатном и электронном виде названной статьи в журнале “Power Technology and Engineering”, а также распространение её во всех странах мира в случае, если статья будет выбрана для печати в этом издании, и сообщаю, что такая передача указанных прав не нарушает авторских прав других лиц и организаций.

Подпись автора _____ « ____ » _____ 201_ г.

Ф.И.О. _____

Адрес _____

Место работы _____

Тел. _____

Факс _____

E-mail, который может быть размещён в свободном доступе на сайте журнала для общения читателя с автором статьи _____

E-mail для переписки с редакцией _____