



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

2011

Содержание

Строительство и эксплуатация

Ермолаева А. Н., Засорина О. А. Анализ и оценка степени уплотнения глинистых грунтов в теле и основании сооружений на примере дамб Д-8 – Д-10 комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений 2

Абрамов Н. Н., Епимахов Ю. А., Ткаченко А. П., Савельев В. В., Клевакин И. А. Организация геофизического мониторинга состояния подземных сооружений Верхнетуломской ГЭС. 10

Александровский А. Ю., Солдаткин А. Ю. Оценка влияния изменения условий эксплуатации на суточный режим работы ГЭС 15

Фридман М. М. Способы подъема затонувших земснарядов 19

Расчеты, исследования, эксперименты

Бухарцев В. Н., Лукашевич А. А. Оценка устойчивости сооружения на нескальном основании при несимметричном приложении нагрузок 23

Алимов А. Г. Ультразвуковой контроль модуля упругости бетона гидротехнических сооружений 28

Кузьмин Г. П. О трансформации волн на подходах к порту 34

Гиргидов А. Д. Самоаэрация потока в открытом русле. 41

Каганов Г. М., Волков В. И., Учеваткин А. А. Пути усиления некоторых типов арочных плотин в широких створах 46

Поздравление Парабучеву И. А. 51

Дискуссии

Клюкач А. А. Особенности вибрации гидроагрегата № 2 Саяно-Шушенской ГЭС 52

Памяти В. И. Бронштейна 56

Анализ и оценка степени уплотнения глинистых грунтов в теле и основании сооружений на примере дамб Д-8 – Д-10 комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений

Ермолаева А. Н., кандидат техн. наук,

Засорина О. А., научный сотр. (ОАО «ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева»)

Приведены результаты определения физических свойств образцов грунтов, отобранных из контрольных скважин, пробуренных с гребня дамб в акватории северных ворот КЗС. Степень уплотнения моренных суглинков, отсыпанных в воду и укатанных в теле дамб, количественно оценивалась коэффициентами переуплотнения и напряжения по способу, разработанному во ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. Показано, что грунты тела и основания дамб характеризуются как переуплотненные по отношению к действующему давлению от собственного веса. Выполненный анализ подтвердил обоснованность интенсивной отсыпки в воду крупных глыб моренного суглинка и обеспечение отвода избытка воды путем устройства слоя песчаного обмеления, способствующих образованию плотного монолитного суглинистого тела дамб.

Ключевые слова: суглинок, тело дамбы, основание, укатка, отсыпка в воду, коэффициенты переуплотнения, напряжения, оценка.

Комплекс защитных сооружений (КЗС), позволяющих защитить г. Санкт-Петербург от разрушительных наводнений, располагается между населенными пунктами Горская, Кронштадт, Бронка и включает 11 каменно-земляных дамб. На рис. 1 приведена схема расположения сооружений комплекса защиты Санкт-Петербурга от наводнений. Возведение дамб было начато в 1979 г. и к 1984 г. была возведена первая очередь защитных дамб Д-6 – Д-11 в акватории северных ворот (Горская — Кронштадт), создавшая сухопутный проезд на о. Котлин по временной автодороге [1 – 3]. Дамбы Д-8 и Д-9 располагаются на неоднородно-деформирующейся толще морских и озерно-ледниковых от-

ложений, а ближе к северному берегу Финского залива в основании дамб Д-10 и Д-11 залегает прочная лужская морена. Типовой поперечный разрез защитной дамбы приведен на рис. 2 [1].

Основные конструктивные элементы дамбы следующие: центральная часть, возводимая из песчаных или глинистых грунтов отсыпкой в воду, а выше ординара — послойной укладкой с уплотнением; песчано-гравийный грунт, отсыпаемый на откос тела дамбы; крепление каменной наброской наружных откосов, подверженных волновому воздействию; волнозащитная стенка, воспринимающая волновые нагрузки со стороны Финского залива при подъемах уровня воды.

Центральная часть поперечного профиля дамб возводилась из песчаных грунтов или моренного суглинка (лужская морена, слой 38), добываемого из полезных выемок при производстве земляных работ по углублению дна аванпорта и судового хода в пространстве, огражденном перемычками. В естественном состоянии морена характеризовалась небольшой влажностью $W = 11\%$, высокой плотностью сухого грунта $\rho_d = 2,04 \text{ г/см}^3$, разнозернистым составом — коэффициент однородности изменялся от 40 до 70 [3]. В гранулометрическом составе морены содержалось до 60 % глинистых и пылеватых фракций и до 20 % гравия, гальки и валунов. Характерные значения влажностей следующие: на границе текучести $W_L = 22\%$, на границе раскатывания $W_P = 13\%$, число пластичности $I_P = 9\%$, коэффициент водонасыщения $S_r = 0,91$, грунт характеризовался твердой консистенцией. При разработке экскаватором грунтовая масса на 95 – 99 % представляла собой совокупность комьев различной

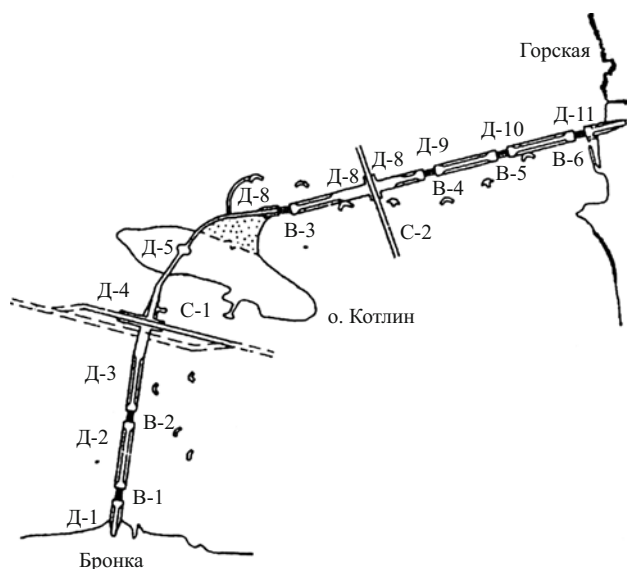


Рис. 1. Схема расположения сооружений комплекса защиты Санкт-Петербурга от наводнений. Сооружения: С — судопропускные; В — водопропускные; Д — защитные дамбы

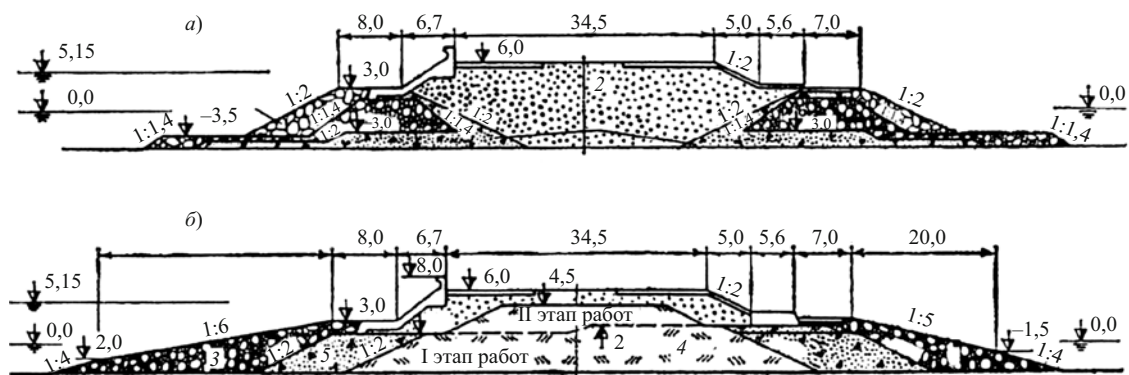


Рис. 2. Варианты конструкции защитных дамб: а — с центральной песчаной зоной; б — с центральной зоной из суглинка; 1 — каменная наброска; 2 — песок; 3 — горная масса; 4 — моренный суглинок; 5 — песчано-гравийный грунт

крупности от 1,25 до 800 мм. Размокание комьев в воде протекало относительно медленно от нескольких часов до нескольких суток, обеспечивая омоноличивание комьев в теле грунтовых насыпей.

Центральная зона дамб Д-8, Д-9 и Д-10 выполнялась в две очереди: 1) способом пионерной отсыпки суглинка в воду до отметки + 1,0 м; 2) способом послойной укатки грунта (песок в дамбах Д-8, Д-9 и суглинок в дамбе Д-10) насухо до отметки + 4,5 м. Уплотнение отсыпанного слоя грунта производилось равномерным передвижением груженых автосамосвалов БелАЗ-540 массой 48 т, а также виброкатком А-12 (ГДР) массой 23 т. Устойчивость откосов суглинистой насыпи обеспечивалась наклонным креплением из горной массы, укладываемой по слою песчано-гравийного грунта. Возведение сооружений начиналось с пионерной отсыпки суглинка в воду на глубину до 5 м, а при больших глубинах — на обмеляющий слой песчаной подготовки. Крепление откосов производилось с некоторым отставанием, так как замедленная размокаемость в воде моренного суглинка комковатой структуры позволяла некоторое время оставлять лобовой участок незащищенным.

В зимнее время отсыпка в воду моренного суглинка осуществлялась следующим образом [3]: впереди лобового участка защитной дамбы устанавливались два плавучих крана, которые периодически продвигались в залив по мере продвижения фронта земляных работ. Два крана блокировались друг с другом при помощи жесткой рамы. Разрушение ледяного покрова толщиной до 1 м и удаление битого льда из майны осуществлялись тяжелыми грузами и грейферами, попеременно подвешиваемыми к стрелам кранов. Передвижение заблокированных кранов вдоль створа строящегося сооружения выполнялось при помощи лебедок и якорей из бетонных блоков, переставляемых самими кранами. Схема размещения механизмов на плаву оставляла свободными весь фронт отсыпки грунтов и не

затрудняла работу транспортных, разравнивающих и уплотняющих машин.

В процессе отсыпки суглинка в воду наблюдался шлейф мутной воды в заливе, обусловленный взвешенными в воде глинистыми и пылеватыми частицами. Возникло опасение, что в нижней части дамб образуется разжиженный слой суглинка. При проведении исследований на экспериментальных объектах (опытные насыпи в котловане гидроштабеля, судового хода, в пределах тела дамбы Д-10 и др.) было пройдено большое количество шурфов, прорезей и буровых скважин, из которых отбирались образцы грунта ненарушенной структуры для лабораторных испытаний. Геологическое освидетельствование шурфов и прорезей позволило установить, что в теле сооружений из моренного суглинка сохранились омоноличенные комья разной крупности и плотности и консистенция материала изменялась от твердой до туго- и мягкопластичной [3]. Влажность грунта в верхней части насыпи изменялась от 0,128 до 0,150, на глубине 7 м — от 0,152 до 0,168, соответствующие значения плотности следующие: в верхней части насыпи — 1,90 – 2,00 г/см³, на глубине 7 м — 1,84 – 1,90 г/см³.

С целью оценки состояния глинистых грунтов в теле и основании дамб Д-8 – Д-10 в июне 2002 г. (через 18 лет после строительства) с гребня дамб было пробурено 11 контрольных скважин с захватом основания и отбором проб через 1 м по глубине. Всего было отобрано и исследовано свыше 100 проб грунта и определены естественные значения плотности, влажности, плотности частиц грунта, влажности на границах текучести и раскатывания, гранулометрический состав, содержание мелкозема (фракций размером менее 2 мм) и крупных фракций (размером более 2 мм), плотности сухого грунта полного грансостава (смеси мелкозема и крупных фракций) [4].

На рис. 3 приведены значения плотности сухого грунта ρ_d и влажности W грунтов полного грансо-

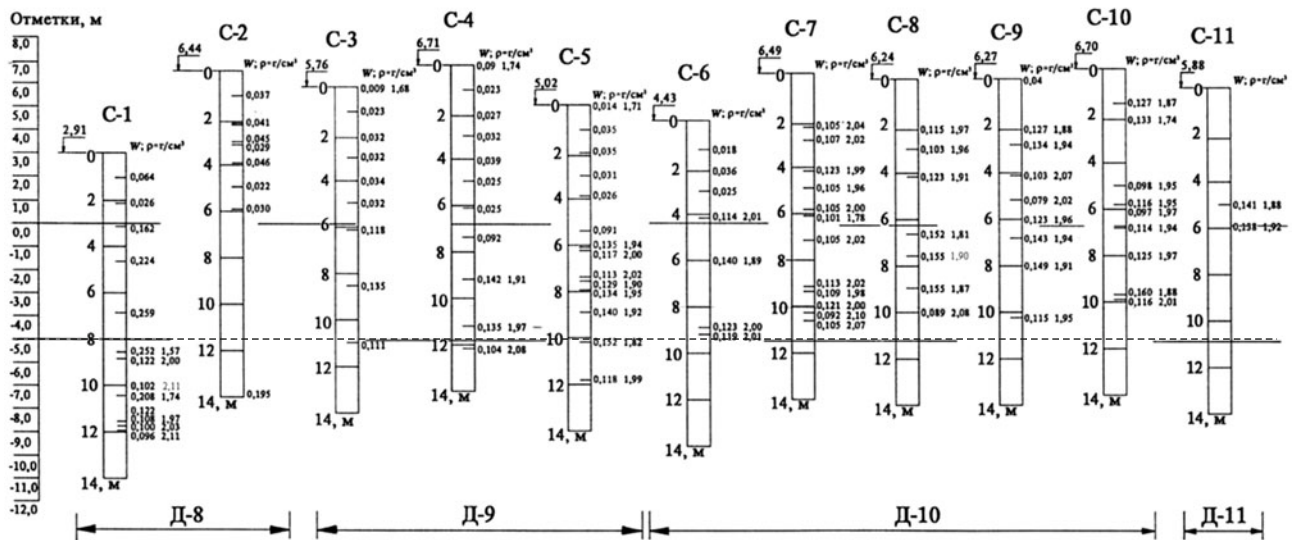


Рис. 3. Изменение влажности W и плотности ρ_d по глубине скважин С-1 – С-11: а — Д-8, Д-9; б — Д-10, Д-11; - - - - дно

става по глубине скважин с учетом отметки их устья. В табл. 1 приведены значения характерных влажностей и консистенции отобранных образцов. В основном образцы были представлены супесью и суглинками. В соответствии с ГОСТ 25100 – 95 [5] состояние грунтов характеризовалось твердой консистенцией, кроме образцов из основания дамб Д-8 и Д-9 с глубины 10,4 м, представленных тиксотропной супесью текучей и пластичной консистенции. Грунты, отсыпанные в воду в тело дамбы Д-9 и укатанные в теле дамбы Д-10, характеризовались твердой консистенцией. Супесь, отсыпанная в воду в тело дамбы Д-10, представлена образцами твердой и пластичной консистенции.

Состояние грунтов в соответствии с ГОСТ можно было оценить только качественно по консистенции, характеризующейся показателем текучести, который определяется по образцам глинистых грунтов нарушенного сложения. При этом не учитываются величины плотности грунта и действующего давления от собственного веса сооружений.

В 2009 г. во ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева был разработан “Способ оценки степени переуплотнения глинистых грунтов в природном залегании” [6, 7]. Способ позволяет количественно оценить состояние связанных грунтов с учетом их плотности, влажности и действующего давления. В основу способа положены результаты исследований, выполненных во ВНИИГ в 1974 – 1987 гг., на основании которых установлено, что каждой величине удельного давления, независимо от способа приложения нагрузки, соответствуют определенные максимальные значения плотности и влажности грунта [8, 9]. Величины максимальной равновесной плотности и влажности характеризуют условно равновесное состояние системы “твердая фаза грунта — вода — воздух” для данного действующего давле-

ния. Условность равновесия заключается в том, что при максимальной равновесной влажности поровая влага в действительности не является неподвижной и может под действием силы тяжести с течением времени стекать вниз. При влажности, равной или меньшей максимальной равновесной, в процессе уплотнения грунта под действием статического давления не происходит отжатия влаги. Последнее возникает, если увеличить давление и таким образом нарушить соотношение между давлением и равновесной влажностью. Отжатие будет происходить до тех пор, пока не установится величина равновесной влажности, соответствующая новому значению давления. Это позволяет рассматривать равновесную влажность как предельную величину влажности для данного давления, при которой практически не возникает фильтрационная консолидация грунта. Соответствующая величина равновесной плотности является максимальной достигаемой при указанных условиях.

В соответствии с разработанным способом [6] состояние грунтов основания и тела сооружения оценивается путем сравнения естественных и равновесных значений плотности и влажности грунтов для соответствующих давлений по коэффициентам переуплотнения k_p и напряжения k_σ . В зависимости от величины полученных коэффициентов различают следующие состояния глинистых грунтов:

по коэффициенту переуплотнения k_p — степень переуплотнения:

$k_p = 1$ — нормально уплотненное;

$k_p < 1$ — недоуплотненное;

$k_p > 1$ — переуплотненное;

по коэффициенту напряжения k_σ — степень напряженного состояния:

Физические характеристики грунтов тела и основания дамб

Глубина отбора образца h , м	Влажность, д. е.			Число пластичности I_p	Показатель текучести I_L	Разновидность грунта
	естественная W	на границе текучести W_L	на границе раскатывания W_p			
Дамба Д-8, основание						
8,5	0,252	0,400	0,240	0,160	0,08	Суглинок полутвердый
8,8	0,122	0,129	0,118	0,011	0,36	Супесь пластичная
10,0	0,102	0,150	0,128	0,022	- 1,18	Супесь твердая
10,4	0,208	0,181	0,141	0,040	- 1,68	Супесь текучая
11,7	0,108	0,256	0,175	0,081	- 0,83	Суглинок твердый
11,9	0,100	0,222	0,160	0,062	- 0,97	Супесь твердая
12,05	0,096	0,282	0,188	0,094	- 0,98	Суглинок твердый
Дамба Д-9, тело						
6,3	0,117	0,170	0,137	0,033	- 0,61	Супесь твердая
7,6	0,129	0,202	0,151	0,051	- 0,43	Супесь твердая
9,2	0,142	0,215	0,157	0,058	- 0,26	Супесь твердая
Дамба Д-9, основание						
10,3	0,152	0,193	0,147	0,046	0,11	Супесь пластичная
11,2	0,135	0,203	0,151	0,052	- 0,31	Супесь твердая
12,2	0,104	0,201	0,150	0,051	- 0,90	Супесь твердая
Дамба Д-10, укатка						
2,0	0,120	0,215	0,157	0,058	- 0,64	Супесь твердая
2,25	0,110	0,208	0,154	0,054	- 0,81	Супесь твердая
2,7	0,130	0,238	0,167	0,071	- 0,52	Суглинок твердый
3,0	0,100	0,187	0,144	0,043	- 1,02	Супесь твердая
4,1	0,120	0,213	0,156	0,057	- 0,63	Супесь твердая
4,9	0,110	0,189	0,145	0,044	- 0,80	Супесь твердая
Дамба Д-10, отсыпка в воду						
6,9	0,140	0,190	0,146	0,044	- 0,14	Супесь твердая
7,6	0,160	0,213	0,156	0,057	0,07	Супесь пластичная
9,0	0,160	0,209	0,154	0,055	0,11	Супесь пластичная

$k_\sigma = 1$ — нормально напряженное или стабилизированное состояние, характеризуется отсутствием осадок и избыточного порового давления;

$k_\sigma < 1$ — недонапряженное, нестабилизированное состояние, для водонасыщенных грунтов сопровождается осадками, наличием избыточного порового давления;

$k_\sigma > 1$ — перенапряженное, нестабилизированное состояние, при контакте с водой возможны деформации набухания, наличие отрицательного порового давления.

Способ позволяет количественно оценить физическое состояние глинистых пород по отношению к действующим нагрузкам для построенных сооружений, эксплуатируемых длительное время, при составлении деклараций безопасности сооружений, для оценки поведения плотных связных грунтов естественной структуры под нагрузкой, при устройстве котлованов и выборе мероприятий по обеспечению устойчивости откосов и дна котлованов, а также при выборе способов улучшения естественного слабого основания из связных грунтов или для принятия решения об их замене более прочными материалами.

В соответствии с разработанным способом [6] были определены:

величина действующего бытового давления σ'_o на глубине отбора образца грунта:

$$\sigma'_o = \gamma h, \quad (1)$$

где γ — удельный вес грунта, кН/м^3 ; h — глубина отбора образца грунта, м;

значение равновесной плотности мелкозема ($d < 2$ мм) ρ_{dc} для действующего бытового давления:

$$\rho_{dc} = A - W_L(1,08 - 0,244 \ln \sigma), \quad (2)$$

где ρ_{dc} — равновесная плотность мелкой фракции ($d < 2$ мм), г/см^3 ; A — коэффициент, имеет размерность плотности, равен $2,12 \text{ г/см}^3$; $\sigma = \sigma'_o$ — давление, равное действующему бытовому давлению, МПа;

равновесное давление σ'_c для бытовой плотности отобранного образца:

$$\sigma'_c = \exp \left[\frac{\rho_{do} - A + 1,08 W_L}{0,244 W_L} \right], \quad (3)$$

где σ'_c — равновесное давление, МПа; ρ_{do} — плотность сухого грунта отобранного образца, г/см^3 ; W_L — влажность грунта на границе текучести, д. е.

Коэффициент переуплотнения k_p находится из соотношения плотностей мелкозема отобранного

образца и равновесной плотности для бытового давления:

$$k_p = \frac{\rho_{do}}{\rho_{dc}}, \quad (4)$$

где ρ_{do} — плотность мелкозема сухого грунта отобранного образца, г/см^3 ; ρ_{dc} — равновесная плотность для действующего бытового давления σ'_o .

Коэффициент напряжения k_σ определяется из соотношения давлений равновесного σ'_c и бытового σ'_o , МПа:

$$k_\sigma = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o}, \quad (5)$$

В табл. 2 приведены результаты определения физических характеристик, давлений бытового и равновесного для бытовой плотности и коэффициентов переуплотнения и напряжения грунтов тела и основания дамб Д-8 – Д-10.

На рис. 4 – 6 представлены графики изменения по глубине бытовой плотности сухого грунта мелкозема ρ_{do} и равновесной ρ_{dc} , коэффициентов переуплотнения k_p и напряжения k_σ в основании дамб Д-8 и Д-9, теле дамб Д-9 и Д-10.

Тело дамбы Д-8 отсыпано из песка. В основании дамбы залегает слой тиксотропных супесей мощностью 2 м, покрытый слоем песка. Плотность сухого грунта мелкозема связного грунта увеличивается с глубиной от 1,52 до 2,08 г/см^3 , значение равновесной плотности для действующего бытового давления изменяется от 1,44 до 1,91 г/см^3 . Грунт в основании дамбы Д-8 находится в переуплотненном состоянии, коэффициент переуплотнения k_p увеличивается с глубиной от 1,08 до 1,23 (степень переуплотнения увеличивается от 8 до 23 %), а коэффициент напряжения k_σ — от 2,3 до 292,2, кроме образца с глубины 10,4 м, для которого коэффициенты составили: $k_p = 0,95$, $k_\sigma = 0,2$.

Основание дамбы Д-9 представлено моренным суглинком, плотность сухого мелкозема в нем изменяется от 1,95 до 2,00 г/см^3 . Значение равновесной плотности для действующего бытового давления составляет 1,80 – 1,81 г/см^3 . Грунт в основании дамбы Д-9 находится в переуплотненном состоянии, коэффициент переуплотнения k_p изменяется от 1,08 до 1,1 (степень переуплотнения увеличивается с глубиной от 8 до 10 %), а коэффициент напряжения k_σ — от 19,3 до 45,3, кроме образца с глубины 10,3 м, для которого $k_p = 0,98$, $k_\sigma = 0,42$.

Тело дамбы Д-9 на 70 % отсыпано из песка и на 30 % из моренного суглинка на слое песка в районе примыкания к водопропускному сооружению В-5. В тело дамбы моренный суглинок отсыпали в воду

до отметки + 1,0 м, выше отсыпали песок и уплотняли катками. В теле дамбы плотность сухого грунта мелкозема моренного суглинка, отсыпанного в воду, уменьшается с глубиной от 1,97 до 1,86 г/см³, соответствующие значения равновесной плотности мелкозема для действующего бытового давления изменяются от 1,83 до 1,77 г/см³. При анализе по

методу ВНИИГ грунт в теле дамбы Д-9 находится в переуплотненном состоянии, коэффициент переуплотнения k_p изменяется от 1,08 до 1,04 (степень переуплотнения уменьшается с глубиной от 8 до 4 %), а коэффициент напряжения k_σ — от 18,9 до 4,8. Разжиженного слоя суглинка в нижней части дамбы не обнаружено, однако при увеличении

Т а б л и ц а 2

Физические характеристики, бытовое и равновесное давления, коэффициенты переуплотнения и напряжения грунтов тела и основания дамб

Глубина отбора образца h , м	Содержание фракции, %		Плотность грунта, г/см ³					Давление, МПа		Коэффициенты	
	мелкозем P_m	крупнозем P_k	частиц ρ_s	влажного ρ	сухого ρ_d	сухого мелкозема ρ_{d0}	равновесная мелкозема для бытового давления ρ_{dc}	бытовое σ'_o	равновесное для бытовой плотности ρ'_c	переуплотнения k_p	напряжения k_σ
Дамба Д-8, основание											
8,5	93,0	7,0	2,68	1,96	1,57	1,52	1,44	0,080	0,18	1,06	2,3
8,8	92,0	8,0	2,69	2,24	2,00	1,96	1,91	0,110	0,39	1,03	3,6
10,0	85,0	15,0	2,69	2,33	2,11	2,03	1,88	0,130	7,15	1,08	55,0
10,4	99,2	0,8	2,67	2,10	1,74	1,74	1,83	0,110	0,02	0,95	0,2
11,7	99,3	0,7	2,70	2,18	1,97	1,97	1,73	0,150	7,57	1,14	50,5
11,9	94,2	5,8	2,70	2,23	2,03	2,00	1,78	0,150	9,12	1,12	60,8
12,05	93,4	6,6	2,71	2,31	2,11	2,08	1,69	0,160	46,75	1,23	292,2
Дамба Д-9, тело											
6,3	93,6	6,4	2,69	2,23	2,00	1,97	1,83	0,080	1,51	1,08	18,9
7,6	92,5	7,5	2,70	2,14	1,90	1,86	1,78	0,090	0,43	1,04	4,8
9,2	91,1	8,9	2,71	2,18	1,91	1,86	1,77	0,110	0,59	1,05	5,4
Дамба Д-9, основание											
10,3	92,0	8,0	2,70	2,10	1,82	1,77	1,81	0,120	0,05	0,98	0,4
11,2	96,0	4,0	2,70	2,24	1,97	1,95	1,80	0,140	2,70	1,08	19,3
12,2	85,8	14,2	2,71	2,30	2,08	2,00	1,81	0,160	7,24	1,10	45,9
Дамба Д-10, тело, укатка											
2,0	99,5	0,5	2,70	2,20	1,97	1,96	1,68	0,044	3,96	1,17	90,0
2,25	91,5	8,5	2,69	2,25	2,04	1,98	1,72	0,051	5,30	1,15	103,9
2,7	99,5	0,5	2,72	2,19	1,93	1,93	1,66	0,059	3,77	1,17	63,9
3,0	95,3	4,7	2,69	2,16	1,96	1,93	1,77	0,065	1,30	1,09	20,0
4,1	90,9	9,1	2,70	2,14	1,91	1,86	1,73	0,088	0,56	1,08	6,4
4,9	95,7	4,3	2,71	2,17	1,96	1,93	1,79	0,106	1,36	1,08	12,8
Дамба Д-10, тело, отсыпка в воду											
6,9	98,4	1,6	2,72	2,22	1,94	1,94	1,80	0,132	1,72	1,08	13,0
7,6	92,0	8,0	2,70	2,18	1,89	1,83	1,76	0,140	0,32	1,04	2,3
9,0	92,6	7,4	2,71	2,16	1,87	1,81	1,78	0,157	0,19	1,02	1,2

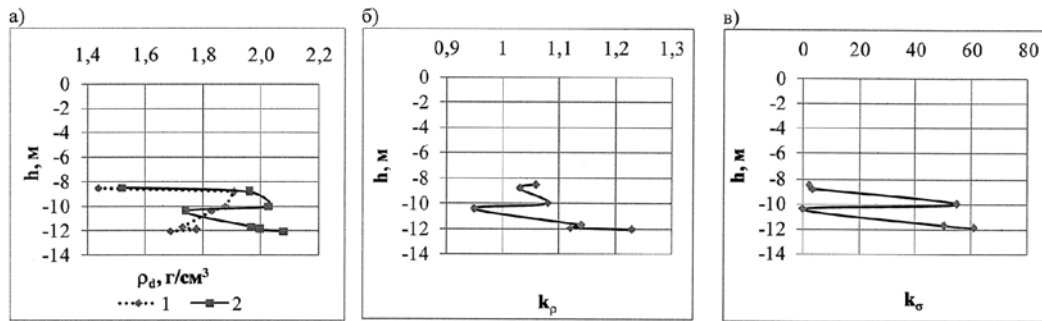


Рис. 4. Изменение плотности сухого грунта мелкозема при бытовом ρ_{d0} и равновесном ρ_{dc} давлении (а), коэффициентов переуплотнения k_p (б) и напряжения k_σ (в) в основании дамбы Д-8:

1 — ρ_{dc} при равновесном давлении; 2 — ρ_{d0} при бытовом давлении

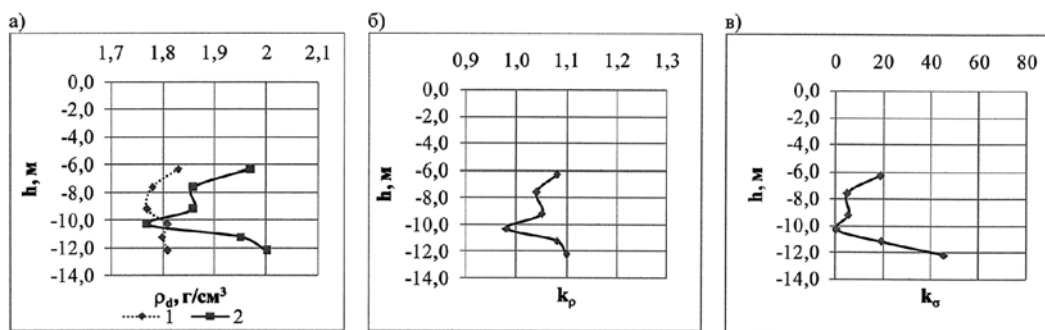


Рис. 5. Изменение плотности сухого грунта мелкозема при бытовом ρ_{d0} и равновесном ρ_{dc} давлении (а), коэффициентов переуплотнения k_p (б) и напряжения k_σ (в) в основании и теле (моренный суглинок, отсыпанный в воду) дамбы Д-9:

1 — ρ_{dc} при равновесном давлении; 2 — ρ_{d0} при бытовом давлении

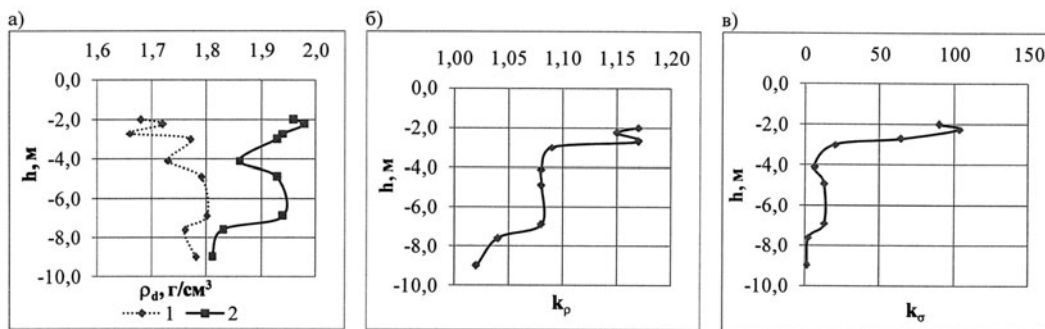


Рис. 6. Изменение плотности сухого грунта мелкозема при бытовом ρ_{d0} и равновесном ρ_{dc} давлении (а), коэффициентов переуплотнения k_p (б) и напряжения k_σ (в) моренного суглинка, отсыпанного в воду и укатанного, в теле дамбы Д-10:

1 — ρ_{dc} при равновесном давлении; 2 — ρ_{d0} при бытовом давлении

внешнего давления (повышение высоты дамбы, увеличение интенсивности автомобильного движения и др.) достигнутое равновесие может быть нарушено, что приведет к возникновению порового давления и дополнительным деформациям насыпи.

Тело дамбы Д-10 в основном возведено из моренного суглинка, а верхний слой мощностью 2 м отсыпан из песка и уплотнен катками. Моренный суглинок отсыпали в воду до отметки +1,0 м, а выше (до отметки +4,0 м) укатывали послойно катками. В основании дамбы Д-10 залегает моренный

суглинок, покрытый песком. Плотность сухого грунта мелкозема укатанного моренного суглинка изменяется в основном от 1,98 до 1,86 г/см³, отсыпанного в воду — от 1,94 до 1,81 г/см³. Соответствующие значения равновесной плотности следующие: для укатанного суглинка — 1,66 – 1,79 г/см³, для отсыпанного в воду — 1,80 – 1,76 г/см³. Грунт в теле дамбы (укатанный и отсыпанный в воду) при анализе по методу ВНИИГ находится в переуплотненном состоянии по отношению к действующим нагрузкам. Коэффициент переуплотнения k_p умень-

шается от гребня к основанию дамбы укатанного суглинка от 1,17 до 1,08 (т.е. степень переуплотнения уменьшается от 17 до 8 %), отсыпанного в воду — от 1,08 до 1,02. Степень переуплотнения грунта, отсыпанного в воду, уменьшается от 8 до 2 %, т.е. в нижней части дамбы суглинок находится в практически равновесном состоянии с действующим давлением от собственного веса. При увеличении внешнего давления в нижнем слое дамбы может возникнуть избыточное давление в поровой воде и дополнительные деформации насыпи. Коэффициент напряжения k_{σ} также уменьшается: для укатанного суглинка от 345,8 до 16,3, для отсыпанного в воду от 13,0 до 4,0. Коэффициенты переуплотнения k_p и напряжения k_{σ} для моренного суглинка, отсыпанного в воду меньше чем для укатанного, но больше единицы, т.е. грунт по всей высоте дамбы находится в переуплотненном состоянии по отношению к действующему давлению от собственного веса.

Таким образом, можно констатировать, что принятая интенсивность отсыпки в воду крупных глыб моренного суглинка и обеспечение отвода избытка воды путем устройства песчаного обмеляющего слоя способствовали образованию плотного монолитного суглинистого тела дамб.

Выводы

1. Существующий способ оценки состояния связных грунтов по показателю текучести, который определяется по образцам грунтов нарушенного сложения, дает только качественную оценку состояния грунта и является условным, так как не учитывает плотность, влажность грунта и величину действующего давления.

2. Степень уплотнения глинистых грунтов в теле и основании сооружений рекомендуется количественно оценивать коэффициентами уплотнения k_p и напряжения k_{σ} в соответствии с разработанным во ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева способом [6]. При оценке состояния глинистых грунтов учитываются плотность, влажность грунта и величина действующего давления, а также имеется возможность прогнозировать поведение грунтов при их изменении.

3. Применительно к дамбам, возведенным в акватории северных ворот комплекса защитных сооружений (Д-8 – Д-10), установлено, что в основании и теле дамб моренные суглинки находятся в переуплотненном состоянии — $k_{\sigma} > 1$, а бытовое давление от собственного веса меньше равновесного для естественной плотности — $k_{\sigma} > 1$. Разжиженного слоя суглинка в нижней части дамб не обнаружено.

4. В основании дамб с увеличением глубины от 8 до 12 м коэффициент переуплотнения k_p увеличи-

вается от 1,03 до 1,23 (степень переуплотнения увеличивается от 3 до 23 %), а коэффициент напряжения k_{σ} — от 2,3 до 60,8.

В теле сооружений для укатанного суглинка коэффициент переуплотнения k_p уменьшается с глубиной от 1,17 до 1,08 (степень переуплотнения уменьшается от 17 до 8 %), коэффициент напряжения k_{σ} — от 103,9 до 12,8.

Для суглинка, отсыпанного в воду, коэффициент переуплотнения k_p с увеличением глубины уменьшается от 1,08 до 1,02 (степень переуплотнения уменьшается от 8 до 2 %), коэффициент напряжения k_{σ} — от 18,9 до 1,2.

5. Выполненный анализ подтвердил обоснованность интенсивной отсыпки в воду крупных глыб моренного суглинка (очень плотного и маловлажного в карьере) и обеспечение отвода избытка воды путем устройства песчаного обмеляющего слоя, способствующих образованию плотного монолитного суглинистого тела дамб.

6. Разработанный во ВНИИГ способ позволяет количественно оценить состояние глинистых грунтов в теле и основании сооружений по коэффициентам переуплотнения k_p и напряжения k_{σ} с учетом плотности, влажности грунта и величины действующего давления, а также прогнозировать поведение грунтов при их изменении.

Список литературы

1. Агалаков С. С., Кураев С. Н., Сенин В. Т. и др. Ленинград без наводнений. — Л.: Лениздат, 1984.
2. Нейковский А. А., Суслопаров В. А., Чеплашкин А. П., Кустов В. В., Смирнов В. П. Конструктивные особенности комплекса сооружений защиты Ленинграда от наводнений // Энергетическое строительство. 1985. № 11. С. 7 – 11.
3. Корниенко И. В., Павич М. П., Пахомов О. А., Радченко В. Г. Особенности строительства защитных дамб в летних и зимних условиях // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 1989. Т. 213.
4. Беллендир Е. Н., Ермолаева А. Н., Павич М. П., Сокуров В. В. Исследование состояния грунтовых дамб Д-8 – Д-11 комплекса защитных сооружений от наводнений Санкт-Петербурга в акватории северных ворот // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 2003. Т. 242. С. 52 – 60.
5. ГОСТ 25100-95. Грунты. Классификация. М.: МНТКС. 1996.
6. Беллендир Е. Н., Векшина Т. Ю., Ермолаева А. Н., Засорина О. А. Способ оценки степени переуплотнения глинистых грунтов в природном залегании. Пат. 24005083 МПК, Е 02В 1 / 02, G01N 33 / 24. Бюллетень изобретений. 2010. № 33.
7. Ермолаева А. Н., Векшина Т. Ю., Засорина О. А. Оценка степени переуплотнения глинистых грунтов в природном залегании // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 2009. Т. 256. С. 33 – 41.
8. Ермолаева А. Н., Рельтов Б. Ф. Уплотнение связных грунтов под действием циклических и статических нагрузок // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 1974. Т. 105. С. 102 – 115.
9. Ермолаева А. Н. Зависимость уплотняемости связных грунтов от величины удельного виброударного импульса // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 1987. Т. 198. С. 83 – 91.

Организация геофизического мониторинга состояния подземных сооружений Верхнетуломской ГЭС

Абрамов Н. Н., чл.-корр. МАНЭБ, Епимахов Ю. А., доктор техн. наук, академик АГН (Горный институт КНЦ РАН, г. Апатиты), Ткаченко А. П., директор КТГЭС, Савельев В. В., Клевакин И. А., инженеры (филиал “Кольский” ОАО “ТГК-1”)

Рассказывается об организации геофизического мониторинга состояния подземных сооружений Верхнетуломской ГЭС. Приводятся данные, полученные в результате исследований.

Ключевые слова: Верхнетуломская ГЭС, подземные сооружения, геофизический мониторинг, частоты колебаний, вибронагрузки, деформации массива.

Комплекс подземных сооружений Верхнетуломской ГЭС (ГЭС-12, Россия, Кольский п-ов), размещенных в блочном гранитогнейсовом массиве пород на глубине 60 – 90 м от поверхности, имеет в своем составе машинный зал с размещенными в нем четырьмя гидрогенераторами по 67,5 МВт, щитовую галерею, транспортную штольню и другие выработки. Сечения сооружений варьируют от 30 до 700 м². Значительные по величине сечения выработок, закрепленные в основном облегченной крепью, длительность сроков эксплуатации сооружений, составляющая более 45 лет, а также наметившаяся в последнее время активизация процессов заколообразования на контуре сооружений обусловили принятие руководством каскада Туломских ГЭС ОАО “ТГК-1” решения по организации комплексного геофизического мониторинга состояния этих сооружений с привлечением Горного института КНЦ РАН. Анализ внешних влияющих факторов, формирующих состояние эксплуатируемых сооружений подземной ГЭС (рис. 1), позволил расставить нужные акценты при выборе методов геофизического мониторинга. На рис. 2 приведена блок-схема принятых для мониторинга методов контроля состояния скального массива, реализуемого на Верхнетуломской ГЭС.

Результаты периодических визуальных осмотров состояния стен и кровли сооружений, а также данные сейсмотомографического мониторинга 2003 – 2011 гг. [1, 2], принятого в качестве базового метода оценки, по форме и размерам отдельных заколов позволили определить природу формирующихся на обнажениях заколов породы, связанную в первую очередь с образованием техногенной нарушенной зоны пород в приконтурном массиве еще в процессе проходки выработок буровзрывным способом. Длительная эксплуатация гидротехнических туннелей под влиянием процессов выветривания привела к снижению геомеханических характеристик приконтурного массива с образованием зон отдельных вывалов. По данным сейсмотомографических натурных наблюдений [1, 2], в зонах текто-

нических нарушений в глубине массива также зафиксирован процесс ослабления естественных межблоковых связей, проявляющийся в существенном отличии свойств вмещающих пород массива по сравнению с другими участками — в росте коэффициента Пуассона и снижении модуля упругости породы. В особенности данный процесс, как было установлено [2], активизирован в зоне массива, прилегающей к машинному залу ГЭС (целик породы между машинным залом и щитовой галереей).

По этой причине к числу техногенных факторов, подземной ГЭС-12, как видно из рис. 1, были отнесены постоянно действующие техногенные вибрации, возникающие при работе гидроагрегатов в машинном зале. Эти вибрации через основание машинного зала передаются и на скальный массив. Как известно, вынуждающие вибрационные нагрузки в зависимости от состояния и конструктивных размеров объекта воздействуют по-разному. Деформационные проявления виброчувствительности горных пород исследовались в различных работах [3]. Было установлено скачкообразное аномальное изменение величин деформаций и их скоростей во время действия вибраций на нагруженные образцы горных пород. В момент включения вибраций отмечалось существенное снижение уровня акустической эмиссии по сравнению с периодом деформирования образца без вибрации. К сожалению, на сегодняшний день вопрос об иницирующем воздействии слабых вибраций на процесс деформирования нагруженных геоматериалов в связи с задачами активного воздействия на очаги концентрации напряжений и оценкой устойчивости механических систем пока остается открытым. Основным объектом воздействия вибраций на массив являются межблоковые границы, трещины, заполненные рыхлым материалом. Под действием даже малых вибрационных нагрузок, особенно в течение длительного времени, состояние контактов может ухудшаться, что и приводит к изменению свойств массива и снижению его устойчивости.

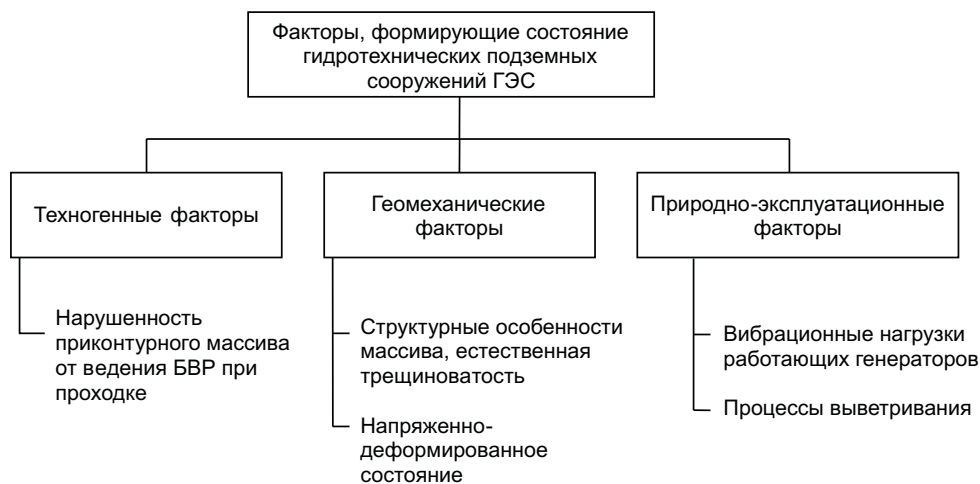


Рис. 1. Структура факторов, влияющих на состояние подземных сооружений

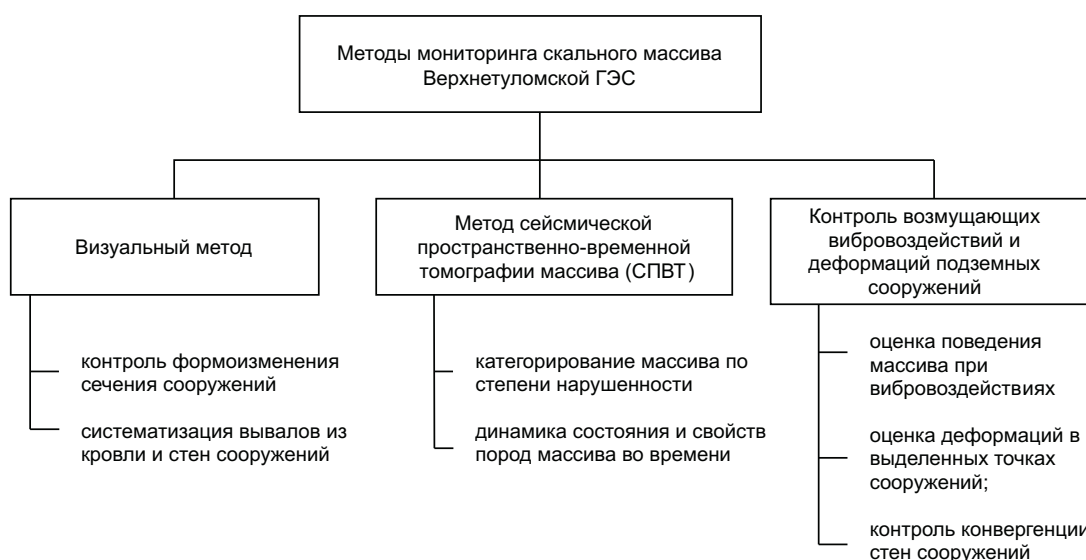


Рис. 2. Блок-схема методического обеспечения геофизического мониторинга массива Верхнетулумской ГЭС

Применительно к блочной структуре массива пород для оценки предельных значений вибросмещений и размеров деформируемого блока породы L можно воспользоваться соотношением между амплитудой смещения породной отдельности и частотой при динамическом воздействии [3]

$$A_i = v_{\text{смещ},i} / 2\pi \cdot f_i, \quad (1)$$

где A_i — расчетная амплитуда колебаний породного блока от нормальной нагрузки при частоте сигнала f_i , мм; $v_{\text{смещ},i}$ — скорость смещения породного блока в частотном спектре f_i , мм/с.

Для динамических нагрузок относительная деформация ε блока может быть выражена как

$$\varepsilon = \frac{v_{\text{смещ}}}{V_p}, \quad (2)$$

где V_p — скорость распространения продольной волны в породе, м/с.

Тогда выражение для линейного размера блока L_i , определяемого как $L_i = A_i / \varepsilon$ в функции частоты и с учетом удвоения скорости смещения при выходе волны на поверхность обнажения (в месте размещения вибродатчика), составит

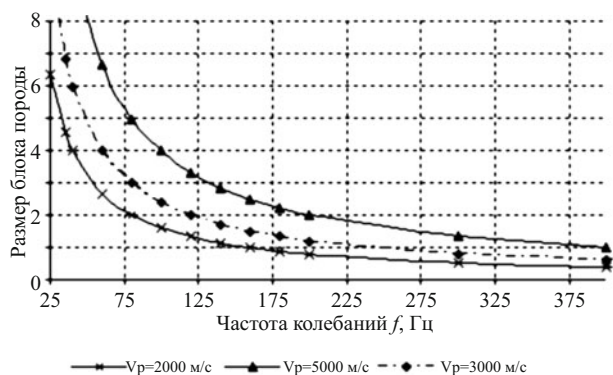


Рис. 3. Взаимосвязь частоты собственных колебаний и размера деформируемого блока породы

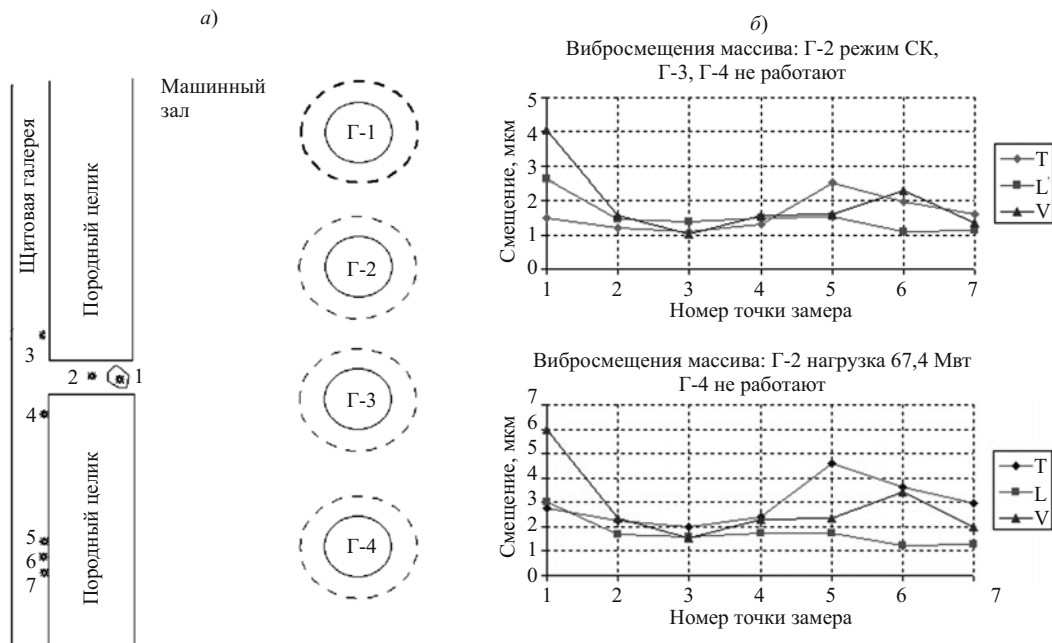


Рис. 4. Схема размещения контрольных точек измерения вибраций (а) и результаты замера амплитуд вибровоздействий в различных режимах работы генераторов (б)

$$L_i = \frac{Vp}{4\pi f_i} \quad (3)$$

Анализ графика полученной зависимости (рис. 3) показывает, что в частотном спектре вынуждающих колебаний от 25 до 125 Гц в резонанс могут быть вовлечены блоки породы от 1,5 до 8 м, а это для устойчивости сооружений ГЭС-12 является весьма значимым.

Для установления фактических амплитудно-частотных характеристик вынужденных виброколебаний в отдельных точках на контуре сооружений, примыкающих к машинному залу, был выполнен натурный контроль вибраций. Схема размещения контрольных точек и результаты контроля амплитуд смещений приведена на рис. 4. Измерения выполнены с использованием аппаратуры “Minimate Plus” (Канада) при различных режимах работы генераторов трехкомпонентными датчиками по трем составляющим: Т — тангенциальной, V — вертикальной, L — осевой. Как видно из рис. 4, наибольшую амплитуду смещений имеет осевая L компонента датчика в точке замера 1. Она имеет направление, перпендикулярное продольной оси машинного зала (вдоль оси соединительной выработки). Ввод в работу дополнительных генераторов почти пропорционально влечет за собой и рост амплитуд смещений. Амплитуды вибраций (рис. 4) достаточно малы и, конечно, не могут провоцировать мгновенное разрушение такой прочной конструкции, как скальный массив. Однако в таких рассуждениях не учитывается динамичность явления, т.е. частотные характеристики колебаний блоков и

общее время их воздействия на массив, составляющее 45 лет. Частотные характеристики скоростей смещений и частотные спектры колебаний отдельных блоков породы в точках 1 и 5 приведены на рис. 5. Как видно из полученных данных, вынужденные колебания блоков (рис. 5, а, б) в точках 1 и 5 фиксируются с преобладающими частотами 38 и 100 Гц соответственно. Эти частоты близки по величинам частотам собственных колебаний данных блоков (рис. 5, в, г). Возникающие резонансные явления даже при достаточно малых амплитудах смещений блоков создают негативные явления от вынужденных колебаний породных блоков по их границам, снижают жесткость их закрепления в массиве с опасностью возникновения зон разуплотнений внутри массива и потерь устойчивости на обнажениях выработок, тем более что границы блоков в массиве представлены в основном трещинами отрыва. Размеры блоков, оцененные по данным натурных измерений, достаточно удовлетворительно коррелируют с аналогичными размерами деформируемого блока, оцениваемого аналитически по графику рис. 3.

Таким образом, принимая во внимание полученные результаты, становится ясным, что регистрируемые в массиве длительные вибровоздействия в состоянии изменить его свойства и не учет данного фактора может привести к возникновению аварийных ситуаций.

Для обеспечения комплексности геофизического мониторинга, проверки установленных тенденций изменчивости свойств пород, установленных методом сейсмической томографии, на участках

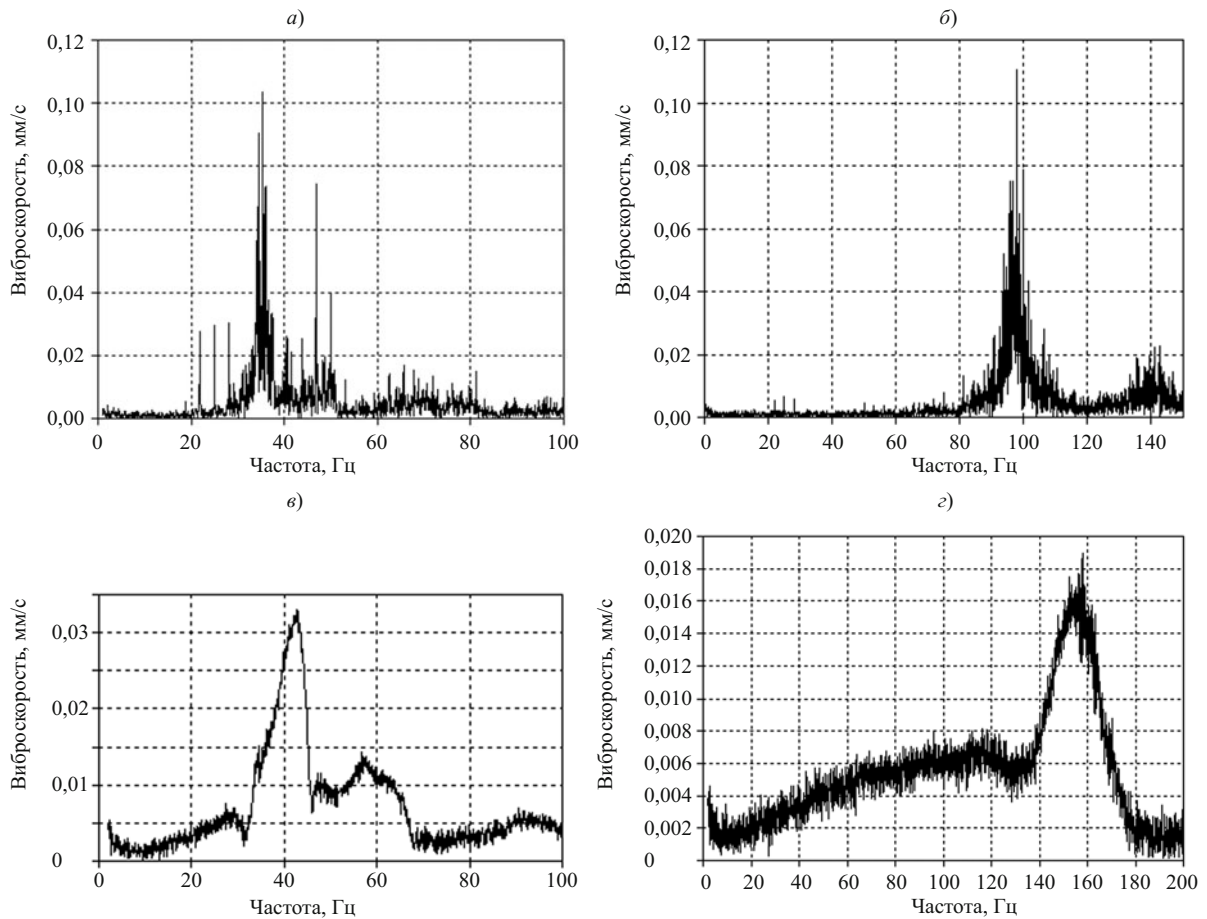


Рис. 5. Контроль параметров вынуждающих вибронагрузок (а, б) при рабочих гидроагрегатах и собственных колебаний отдельных блоков породы (в, г) при отключенных гидроагрегатах в точках 1 (блок 3,0 × 2,5 × 0,8 м) и 5 (блок 1,0 × 1,0 × 0,5 м)

машинного зала и щитовой галереи в настоящее

время реализуется мониторинг деформаций массива и конвергенции стен большепролетных сооружений (рис. 6) струнным дистометром “JSETH” (Швейцария).

На рис. 7 приведены результаты этого контроля за период 2009 – 2010 гг. Знак “минус” у значения деформации соответствует сжатию измерительной струны, знак плюс — растяжению.

Говоря о тенденциях изменения деформаций, направленных вдоль оси щитовой галереи (рис. 6), по восьми циклам замеров (рис. 7, а) отмечены лишь незначительные вариации величин деформаций, обусловленные как естественными процессами природной системы массива, так и внешними техногенными воздействиями.

Совершенно иная картина просматривается при контроле поперечных деформаций (направление измерения деформаций ортогонально осям машинного зала и щитовой галереи). За восемь циклов замеров установлен устойчивый положительный (раскрытие трещин) тренд деформаций на трещине в соединительной выработке (точка 4(1 – 2), рис. 7 б), свидетельствующий о разуплотнении породного целика между машинным залом и щитовой галереей. В этом же направлении фиксировался и наибольший фон вибрационных нагрузок. К сожалению

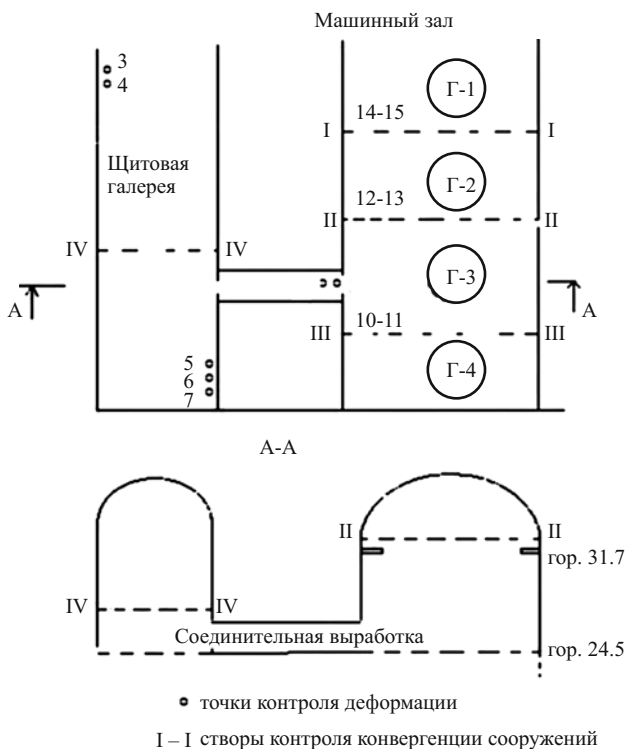


Рис. 6. Размещение створов контроля деформаций массива

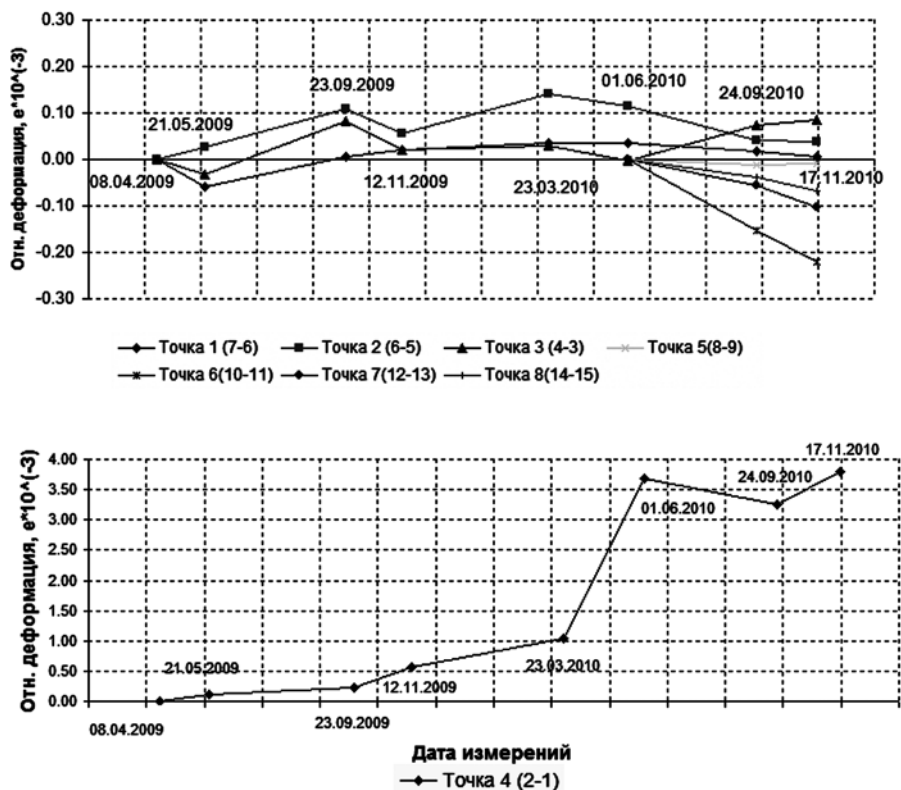


Рис. 7. Результаты замеров деформаций в контрольных точках массива 2009 – 2010 гг.

нию, измерения конвергенции стен самого машинного зала начаты только 1 июня 2010 г. и получено всего три точки. Однако эти измерения также пока имеют однонаправленный по знаку характер. Установленные тенденции по измерениям деформаций на полигонах показывают необходимость их продолжения для набора статистически значимых данных и установления основных причин опасного деформирования массива пород.

Таким образом, в результате выполненных геофизических исследований установлено, что в зоне влияния динамических вибронгрузок массив пород проявляет себя как дискретная блочная среда, испытывающая колебания в диапазоне частот, близком к частотам собственных колебаний отдельных блоков. Длительное воздействие этих нагрузок на массив усиливает и ускоряет влияние естественных процессов выветривания, способствует ослаблению межблоковых связей массива и оказывает негативное влияние на устойчивость приконтурного массива подземных сооружений. Полученные результаты показали целесообразность и своевременность организованного геофизического мониторинга состояния подземных сооружений ГЭС-12.

В настоящее время для обеспечения безопасной эксплуатации станции разработан регламент мони-

торинга, в соответствии с которым проводится комплекс мероприятий, включающий ежеквартальные инструментальные измерения деформаций массива на оборудованных полигонах, визуальный осмотр подземных сооружений с составлением дефектных ведомостей осмотров с рекомендациями технологических мер по поддержанию устойчивого состояния подземных сооружений. По результатам проводимого мониторинга разработаны проекты укрепления массива в районе машинного зала Верхнетуломской ГЭС с установкой дополнительных анкеров и бетонирования отдельных участков массива.

Список литературы

1. Абрамов Н. Н., Епимахов Ю. А., Савельев В. В., Роль эксплуатационных факторов в формировании состояния скального массива большепролетных подземных сооружений // Горный журнал. 2010. № 11. С. 63 – 66.
2. Абрамов Н. Н., Епимахов Ю. А. Геофизический мониторинг при строительстве и эксплуатации объектов горнопромышленного комплекса и гидроэнергетики. — Апатиты: КНЦ РАН, 2010.
3. Куксенко В. С., Манжиков Б. Ц. и др. Триггерный эффект слабых вибраций в твердых телах (горных породах) // Физика твердого тела. 2003. Т. 45. Вып. 12. С. 2182 – 2185.

Оценка влияния изменения условий эксплуатации на суточный режим работы ГЭС

Александровский А. Ю., доктор техн. наук,
Солдаткин А. Ю., инженер МЭИ (ТУ)

Рассматривается влияние изменений рабочих характеристик ГЭС и кривой связи расходов и уровней воды в нижнем бьефе $Q = f(Z)$ на режим работы в рыночных условиях. Проводятся водноэнергетические расчеты Воткинской ГЭС по критерию максимума дохода от продажи электроэнергии на шинах ГЭС при проектных и современных значениях рабочей характеристики ГЭС и кривой $Q = f(Z)$.

Ключевые слова: ГЭС, оптимизация, режим работы, износ оборудования, изменение условий.

Фактические условия эксплуатации ГЭС РФ, большинство которых построены в 60-е годы прошлого столетия, существенно отличаются от проектных. За длительный период эксплуатации ГЭС изменяются характеристики фактического притока воды в водохранилище, гидравлические характеристики бьефов гидроузлов, ограничения выдачи мощности в энергосистему и другие. Износ гидротурбин и гидрогенераторов, который за последние десятилетия усугубляется несвоевременным и не всегда качественным текущим и капитальным ремонтами оборудования, приводит к уменьшению к.п.д. гидроагрегатов и снижению фактической выработки электроэнергии. Изменение условий формирования русла реки в процессе эксплуатации связаны как с попаданием в нижний бьеф осветлённого водного потока, имеющего повышенную транспортирующую способность, так и с изменением режима речного стока в зарегулированных условиях. Фактические кривые $Q = f(Z)$ Воткинской ГЭС ниже проектных от 0,2 до 1,1 м [1].

При расчете режимов работы ГЭС, как правило, используются эксплуатационные характеристики турбинного и генераторного оборудования, данные заводами-изготовителями. Анализ результатов натурных испытаний гидроагрегатов показывает, что вследствие износа оборудования эксплуатационные характеристики агрегатов существенно отличаются от заводских характеристик в сторону снижения к.п.д. Указанное снижение к.п.д. агрегатов имеет разную величину для каждого агрегата, что является следствием неодинакового износа оборудования. В результате этого каждый гидроагрегат имеет свои рабочую и эксплуатационную характеристики, отличные от других агрегатов.

Сравнение фактических эксплуатационных характеристик с заводскими характеристиками гидроагрегатов, выполненное на примере Воткинской ГЭС в [2], показало следующее:

изменение характеристик гидроагрегатов существенно и охватывает весь диапазон изменения напора и мощности гидроагрегата;

максимальное замеренное значение к.п.д. для гидроагрегатов колеблется в диапазоне от 90 до 83 %. Формы “яблочка” существенно отличаются на разных машинах.

Различия рабочих характеристик гидроагрегатов существенны и достигают 5 – 8 %, а по сравнению с заводской характеристикой — 15 %. Наибольшее снижение к.п.д. возникает при минимальных нагрузках, что объясняется увеличением зазора между камерой рабочего колеса и лопастями турбины.

Авторами выполнена оценка влияния изменений условий работы ГЭС на доход от продажи электроэнергии с учетом введения дифференцированных тарифов. При определении оптимального суточного режима работы ГЭС использовался критерий максимума дохода от реализации электроэнергии на оптовом рынке. Использовался метод покоординатного спуска, достаточно подробно описанный в литературе и основанный на последовательном изменении каждой из переменных $Q_{ГЭСi}$ при сохранении постоянными на каждой итерации остальных переменных. Поскольку поиск экстремума на каждом шаге изменения $Q_{ГЭСi}$ может потребовать большого числа итераций, был использован один из методов минимизации функции одной переменной — модифицированный метод “золотого сечения”, высокая эффективность которого доказана в [5].

При расчете режима работы ГЭС учитывались следующие условия:

значение среднесуточного расхода воды в нижнем бьефе, установленное бассейновым водным управлением “конкретной” реки, на которой расположена ГЭС;

поддержание уровня воды в нижнем бьефе в заданном диапазоне (для удобства расчета данные ограничения представлены минимальной и максимальной мощностью ГЭС);

технические ограничения выдаваемой мощности ГЭС и пропускной способностью линий электропередач;

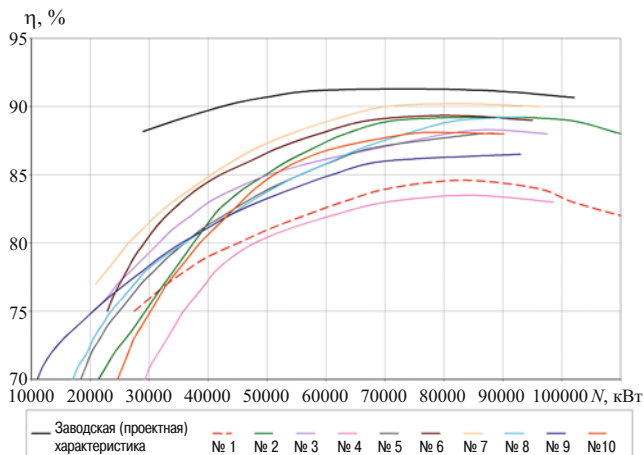


Рис. 1. Рабочие характеристики агрегатов Воткинской ГЭС для напора 22 м

ограничения по максимальной и минимальной мощности, принимаемой на торги на оптовом рынке электроэнергии и мощности (ОРЭМ).

Для решения задачи сделаем следующее допущение: при совместной работе нагрузка между несколькими агрегатами распределяется равномерно. При этом задача сводится к расчету суточного режима работы ГЭС с общими исходными данными, но различными эксплуатационными характеристиками гидроагрегатов и разных кривых $Q = f(Z)$.

Расчет режимов работы ГЭС будем проводить на перспективные условия, для функционирующего “рынка на сутки вперед”. При этом считаем известным тариф на электроэнергию на каждый час в течение суток [3].

Рассмотрим следующие варианты расчетов:

1. водноэнергетические расчеты по критерию максимума дохода от продажи электроэнергии на шинах ГЭС при проектных и современных значениях рабочей характеристики ГЭС и кривой $Q = f(Z)$;

2. определение дохода от продажи электроэнергии на шинах ГЭС при одинаковом режиме расходов воды через турбины ГЭС при проектных и современных значениях рабочей характеристики ГЭС и кривой $Q = f(Z)$.

Для первого варианта сравнения используем критерий максимума дохода от продажи электроэнергии на шинах ГЭС. Целевая функция для оптимизации будет выглядеть следующим образом:

$$P = \sum_{t=1}^{24} N_t \Delta t c_t \rightarrow \max, \quad (1)$$

при

$$N_t^{\min} \leq N_t \leq N_t^{\max}, \quad (2)$$

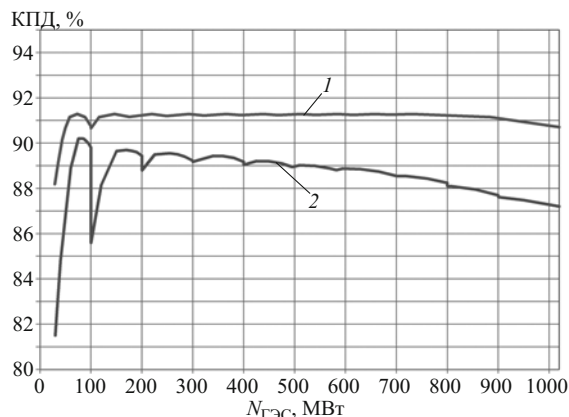


Рис. 2. Рабочая характеристика Воткинской ГЭС для напора $H = 22$ м для проектного и современного состояния гидроагрегатов:

1 — проектная характеристика; 2 — современная характеристика

где Δt — длительность расчетного интервала времени, в принятом расчете 1 ч.; P — суточный доход ГЭС; N_t — среднеинтервальная мощность ГЭС; c_t — среднеинтервальный тариф на продажу электроэнергии; N_t^{\min} , N_t^{\max} — соответственно минимальная и максимальная мощность.

Причем

$$N_{ГЭС t} = Q_t \left(\frac{Z_{ВБ}^{нт} + Z_{ВБ}^{кт}}{2} - Z_{НБ}(Q_t) - \Delta h \right) k_N, \quad (3)$$

где $Z_{ВБ}$ — начальная и конечная отметки уровня верхнего бьефа; $Z_{НБ}$ — среднеинтервальная отметка уровня нижнего бьефа; Q_t — расход воды в нижнем бьефе; Δh — потери напора в водоподводящих сооружениях:

$$k_N = 9,81 \eta_{ГЭС}, \quad (4)$$

где $\eta_{ГЭС}$ находится по рабочей характеристике ГЭС.

В качестве ограничений принимаются:

ограничения по минимальной и максимальной мощности ГЭС

$$N_{\min} \leq N \leq N_{\max}; \quad (5)$$

ограничение по располагаемой по напору мощности ГЭС

$$N_{\text{расп}} \geq N_{ГЭС}; \quad (6)$$

ограничение по уровням воды в водохранилище и в нижнем бьефе

$$Z_{НБ}^{\min} \leq Z_{НБ} \leq Z_{НБ}^{\max}; \quad (7)$$

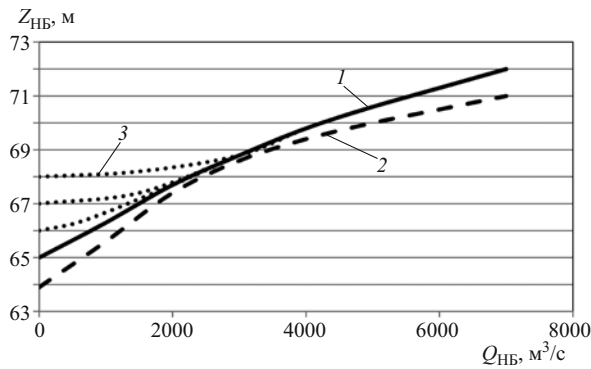


Рис. 3. Проектная и современная кривые связи расходов и уровней воды нижнего бьефа:

1 — проектная характеристика; 2 — современная характеристика; 3 — при НПУ Нижнекамской ГЭС 68 м

$$Z_{\text{ВБ}}^{\min} \leq Z_{\text{ВБ}} \leq Z_{\text{ВБ}}^{\max}. \quad (8)$$

Для второго исследования при известных значениях расхода воды ГЭС и начальной отметке верхнего бьефа:

$$N = 9,81\eta_{\text{ГЭС}}HQ_t^{\text{ГЭС}}; \quad (9)$$

$$H = \frac{Z_{\text{ВБ}}^{\text{H}} + Z_{\text{ВБ}}^{\text{K}}(V_{\text{В}}^{\text{H}}(z_{\text{ВБ}}^{\text{H}}) + (Q_{\text{пр}} - Q_t^{\text{ГЭС}})\Delta t)}{2} - (10) \\ - Z_{\text{НБ}}(Q_t^{\text{ГЭС}}) - \Delta h.$$

Рассмотрим современные и проектные характеристики Воткинской ГЭС. В зависимости от износа агрегатов, от рабочей мощности агрегата и от напора воды отличие к.п.д. от проектной характеристики варьируется от 1 до 15 %. По данным характеристикам строятся рабочие характеристики ГЭС (характеристики для напора $H = 22$ м представлены на рис. 1 и 2). Современная и проектная кривые $Q = f(Z)$ заимствованы из [1]. Современная характеристика при одном и том же расходе воды ниже проектной на 1 м.

При расчете примем данные о режиме работы Воткинской ГЭС за 14 апреля 2010 г.:

приток воды в водохранилище за данные сутки $Q_{\text{пр}} = 1993 \text{ м}^3/\text{с}$;

уровень верхнего бьефа на “0” часов 14 апреля 2010 г. $Z_{\text{ВБ}}^{\text{H}} = 85,44$ м;

среднесуточный расход через турбины $Q_{\text{ГЭС}}^{\text{ср.сут}} = 1900 \text{ м}^3/\text{с}$.

На рис. 1 представлены современные рабочие характеристики десяти гидроагрегатов Воткинской ГЭС с гидротурбиной ПЛ661-ВБ-930 для напора 22 м. На ГА № 1 и № 2 после реконструкции установленная мощность увеличена до 110 МВт. На графиках видно снижение к.п.д. всех гидроагрега-

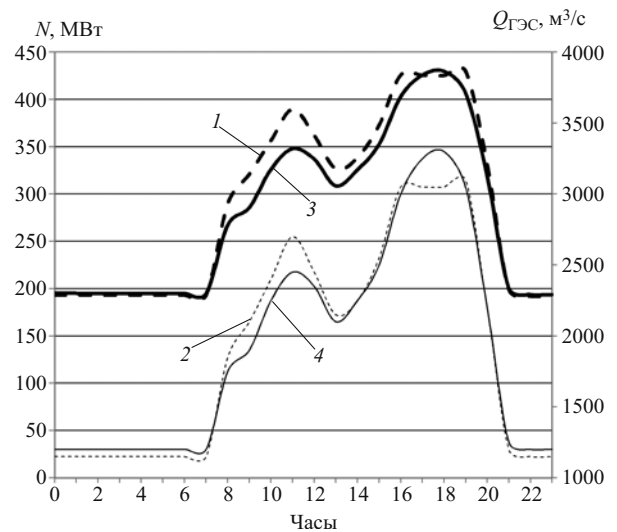


Рис. 4. Зависимость мощности и расхода ГЭС в зависимости от износа оборудования для проектных характеристик: 1 — N ; 2 — $Q_{\text{ГЭС}}$; для современных характеристик: 3 — N ; 4 — $Q_{\text{ГЭС}}$

тов: например, при мощности 70–90 МВт к.п.д. ниже 1 % (для ГА № 7) до 7,5 % (№ 3). При мощности меньше 40 МВт падение к.п.д. становится значительнее: ГА № 7 — 4,8 %, для ГА № 3 — 12,5 %.

На рис. 2 представлены рабочие характеристики Воткинской ГЭС для напора 22 м, построенные на основе эксплуатационных характеристик, представленных заводом-изготовителем и данных, полученных по результатам натурных испытаний. Видно, что в зависимости от рабочей мощности ГЭС современный к.п.д. ниже к.п.д. исходной характеристики на 1–5 %. Особенно это влияние заметно при $N_{\text{ГЭС}} = 110$ МВт, где отличие к.п.д. достигает значения 4,5 %, а при работе ГЭС с установленной мощностью это отличие составляет 3,5 %.

На рис. 3 представлены кривые $Q = f(Z)$ для современного и проектного состояний нижнего бьефа, в том числе для варианта при поднятии НПУ Нижнекамской ГЭС до нормального значения 68 м.

Расчет по критерию максимума дохода

Пользуясь изложенной выше методикой, проведем сравнение режимов работы ГЭС [3, 5, 6, 7]. Принимаем, что режим работы базируется на максимальном доходе в течение суток, а ограничения по максимальной мощности являются в основном величиной, которую рынок может принять по расчетному тарифу. Результаты расчета приведены в табл. 1 и на рис. 4.

В табл. 1 приведены значения дохода от реализации электроэнергии, в скобках — относительные значения по сравнению с проектными условиями работы ГЭС. Из таблицы видно, что изменение кривой $Q = f(Z)$ (для принятых проектных рабочих характеристик гидроагрегатов) увеличивает доход с 5,529 до 5,811 млн. руб. или на 5 %, что объясняет-

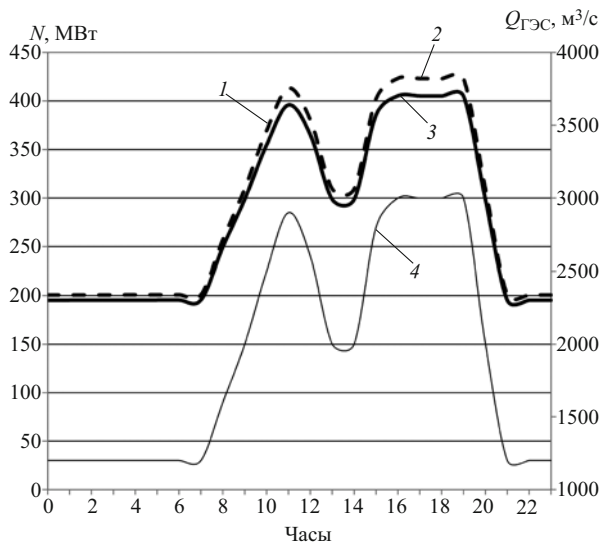


Рис. 5. Зависимости мощности ГЭС в проектных и современных условиях при заданном режиме расходов ГЭС для проектных характеристик: 1 — N ; 2 — $Q_{ГЭС}$; для современных характеристик: 3 — N ; 4 — $Q_{ГЭС}$

ся увеличением напора на ГЭС. Для современной рабочей характеристики ГЭС изменение кривой $Q = f(Z)$ приводит к увеличению дохода с 5,190 до 5,602 млн.руб. или на 7 %, что объясняется большими возможностями для оптимизации распределения нагрузки между агрегатами.

Износ гидроэнергетического оборудования, а следовательно, и изменение рабочей характеристики ГЭС сказывается на доходе от продажи электроэнергии отрицательно — для кривой $Q = f(Z)$ уменьшение дохода составляет 6 % с 5,529 до 5,190 млн. руб., а для современных условий уменьшение дохода составляет 4 % — с 5,811 до 5,602 млн. руб.

В данном случае увеличение напора от изменения нижнего бьефа компенсирует потери в к.п.д. из-за износа оборудования. Окончательный эффект от совместного учета изменения характеристик невелик и составляет порядка 1 % (от 5,529 до 5,602 млн. руб.).

Таким образом, изменение кривой $Q = f(Z)$ гидроузла и износ оборудования влияют на доход разнонаправленно. При этом суммарное влияние рас-

смотренных факторов показывает некоторое увеличение дохода, что не может быть распространено на все действующие ГЭС и требует дополнительных исследований в каждом конкретном случае.

На рис. 4 приведены результаты расчетов почасовых расходов воды и почасовых мощностей ГЭС для варианта с проектными и современными рабочими характеристиками ГЭС для современной кривой связи. Однако, доход в современных условиях на 4 % ниже, чем мог бы быть при новых гидроагрегатах с идеальной рабочей характеристикой. Как видно из рисунка максимальное отличие приходится на моменты когда мощность ГЭС выше. Это связано с тем, что чем больше мощность ГЭС, тем больше различия между проектным и современным к.п.д. Следует отметить, что в часы, когда мощность максимальна, тариф на электроэнергию и, следовательно, потери дохода тоже максимальны.

Сравнение выработки электроэнергии ГЭС при одинаковом режиме расходов воды через турбины

При заданном ряде почасовых расходов воды через турбины ГЭС проведем водноэнергетический расчет для двух вариантов рабочей характеристики ГЭС по соотношениям (7) – (10) при заданном режиме расходов ГЭС. Результаты расчета представлены в табл. 2. На рис. 5 представлены полученные режимы работы для современного состояния нижнего бьефа.

Из данных, приведенных в таблице, видно, что при одинаковых исходных почасовых турбинных расходах воды, при изменении кривой $Q = f(Z)$ для проектной рабочей характеристики ГЭС происходит увеличение дохода с 5,451 до 5,811 млн. руб. или на 7 %, а для современной — с 5,240 до 5,594 млн. руб. или так же 7 %, что может быть объяснено увеличением напора.

Изменение рабочей характеристики ГЭС уменьшает доход на 4 % с 5,451 до 5,240 млн. руб. для проектной кривой связи уровня нижнего бьефа и расходов воды, и с 5,811 до 5,594 млн. руб. — 4 % — для современной. Одинаковый эффект в обоих случаях объясняется тем, что заданный режим рас-

Таблица 1
Оценка дохода, млн. руб. (%), от реализации электроэнергии на шинах ГЭС

Рабочая характеристика ГЭС	Кривая связи расходов и уровней воды в НБ	
	проектная	современная
Проектная (заводская)	5,529 (100)	5,811 (105)
Современная	5,190 (94)	5,602 (101)

Таблица 2
Оценка дохода, млн. руб. (%), ГЭС при заданном режиме $Q(t)$

Рабочая характеристика ГЭС	Кривая связи расходов и уровней воды в НБ	
	проектная	современная
Проектная (заводская)	5,451 (100)	5,811 (107)
Современная	5,240 (96)	5,594 (103)

ходов ГЭС не дает достаточных возможностей для внутрисуточной оптимизации.

Как и в предыдущем варианте сравнения, на рис. 5 видно, что разница между вариантами с проектным и современным к.п.д. тем больше, чем больше расход воды и, соответственно, мощность ГЭС.

Выводы

1. Длительная эксплуатация ГЭС приводит к значительному ухудшению эксплуатационных характеристик гидроагрегатов, а на некоторых ГЭС к изменению зависимости кривых $Q = f(Z)$.

2. Изменения энергетических характеристик и кривых $Q = f(Z)$ оказывают разнонаправленное влияние на выработку электроэнергии ГЭС и на доход от ее реализации на оптовом рынке электроэнергии.

3. В рассмотренном примере суточного режима работы Воткинской ГЭС при учете изменения энергетических характеристик гидроагрегатов и кривых связи $Q = f(Z)$ доход от реализации выработки электроэнергии в современных условиях увеличивается примерно на 1 % по сравнению с проектными.

4. Для оценки влияния длительной эксплуатации ГЭС на доход от реализации вырабатываемой

электроэнергии следует проводить специальные водноэнергетические расчеты.

Список литературы

1. Александровский А. Ю., Силаев Б. И., Чуканов В. В. Влияние русловых деформаций в нижнем бьефе на условия работы энергетического оборудования ГЭС / Гидротехническое строительство. 2002. № 11.
2. Александровский А. Ю., Силаев Б. И. Планирование выработки электроэнергии ГЭС с учетом фактических эксплуатационных характеристик гидроагрегатов Тезисы докладов Всероссийской научно-практической конференции "Повышение надежности и эффективности эксплуатации электрических станций и энергетических систем" М.: МЭИ. 2010. т. 2.
3. Александровский А. Ю., Солдаткин А. Ю. Оценка дохода гидроэлектростанций в зависимости от дифференциации тарифа на продаваемую электроэнергию, Вестник МЭИ. 2011. № 2.
4. Максимов Б. К., Молодюк В. В. Теоретические и практические основы рынка электроэнергии: учебное пособие. М.: МЭИ. 2008.
5. Химмельблау Д. Прикладное нелинейное программирование / Пер. с англ. М.: Мир. 1975.
6. Горништейн В. М. Наивыгоднейшие режимы работы гидроэлектростанций в энергетических системах. М.: Госэнергоиздат. 1959.
7. Цветков Е. В., Алябышева Т. М., Парфенов Л. Г. Оптимальные режимы гидроэлектростанций в энергетических системах. М.: Энергоиздат, 1982.

Способы подъема затонувших земснарядов

Фридман М. М., инженер (ПК "Гидромехпроект")

Рассматриваются причины, по которым тонут земснаряды. Приведены способы подъема затонувших земснарядов из практики треста "Энергогидромеханизация".

Ключевые слова: затонувшие земснаряды, причины затопления, способы подъема.

В тресте "Энергогидромеханизация" Минэнерго СССР 1985 г. находилось более 210 земснарядов, большей частью типа 350 – 50Л выпуска Рыбинского завода гидромеханизации. Порой земснаряды по тем или иным причинам тонули. В конструкторском отделе проектной конторы "Гидромехпроект" треста "Энергогидромеханизация" накопился положительный опыт разработки и реализации проектов подъема затонувших земснарядов.

Чаще всего причиной, по которой тонули земснаряды (с трюмным расположением грунтового насоса), являлось попадание воды в машинный зал и негерметичность переборок корпуса (в местах прокладки кабелей). В машинный зал вода попадала через грунтовой насос при его разгерметизации, через обратный клапан напорного пульпопровода при гидравлическом ударе (позднее его вынесли из машинного зала на плавучий или береговой пульпопровод).

Нередко вода попадала в машинный зал через водозабор вспомогательных насосов (при их ремонте).

Содействовал затоплению земснарядов быстрый выход из строя вспомогательных насосов, способных осушить отсеки корпуса с помощью эжектора и находившихся в машинном зале, потому что при его затоплении эти насосы первыми выходили из строя, так как их привод осуществлялся от горизонтально расположенного электродвигателя.

Были и другие причины, по которым тонули земснаряды. Например, в 1989 г. пришвартованный к берегу в нижнем бьефе Шамхорской ГЭС земснаряд 350 – 50Л затонул из-за значительного понижения горизонта воды и последующего его повышения.

В настоящей статье рассматриваются способы подъема земснарядов, применяемых в горной промышленности на вскрывных и добычных работах,

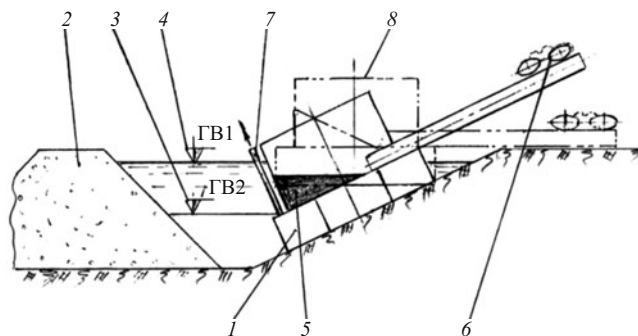


Рис. 1. Схема подъема земснаряда, затонувшего с креном у берега:

1 — утопленный земснаряд; 2 — дамба ограждения; 3 — ГВ1 — горизонт воды в котловане до начала водоопонижения и при подъеме земснаряда; 4 — ГВ2 — горизонт воды в котловане после водоопонижения; 5 — естественный фальшборт по стенкам надстройки; 6 — контргруз; 7 — водовод откачки воды из корпуса земснаряда; 8 — земснаряд в поднятом положении

а также в строительстве для создания выемок, каналов, намыва гидротехнических сооружений, углубления дна. Рассматриваемые здесь земснаряды с точки зрения судоподъема имеют определенную специфику, отличающую их от других судов. Прежде всего это связано с тем, что практически все означенные земснаряды являются низкобортными судами. Широко применяемый в судоподъеме способ с использованием спецпонтон для низкобортных судов обычно нецелесообразен, поскольку при этом не удастся поднять снаряд так, чтобы палуба оказалась над водой. Поэтому после вертикального подъема земснаряд приходится вытаскивать на берег, в то время как принятые способы подъема затонувших земснарядов требуют только одной линейной операции: либо вертикального подъема, либо вытаскивания на берег (по откосу).

В связи с относительно небольшой глубиной разработки утонувшие земснаряды обычно ложатся на свое днище даже при наличии некоторого начального крена. Но, например, многочерпаковый земснаряд 350–50МЧ Закавказского СУ треста, оснащенный при эксплуатации дополнительными понтонами по бортам для повышения его недостаточной поперечной остойчивости, опрокинулся на 90° из-за разрушения кронштейнов крепления одного из понтонов, что впоследствии сильно осложнило его подъем.

Наиболее простым является подъем земснарядов, лежащих на своем днище без значительного дифферента и крена. Как правило, подъем земснарядов из такого положения производят так же, как и штатный подъем плавающих земснарядов, т.е. вытаскивают их на берег с помощью полиспастов. В зависимости от ситуации, вытаскивание земснаряда производят носом или бортом. Если на земснаряде не предусмотрены специальные строповочные рымы, крепление подвижных блоков полиспаста к



Рис. 2. Перед подъемом земснаряда 350–50Л, затонувшего у берега со значительным креном

корпусу производят с помощью браги из тросов, охватывающей корпус с трех сторон и подвешенной, против сползания по бортам, к палубе.

Для механической защиты корпуса от повреждений брагой обязательна установка скуловых защитных устройств. Наиболее целесообразно при этом применение толстостенной трубы с вырезом из нее 1/4 сечения. Защитное устройство устанавливается вертикально на скуле корпуса, т.е. на сопряжении борта с транцем, и закрепляется на палубе.

При вытаскивании земснаряда производят доступную планировку земляного полотна на всем пути перемещения земснаряда.

Довольно распространенным в гидромеханизации способом является подъем земснаряда отсыпкой или намывом вокруг него водонепроницаемой грунтовой дамбы с последующей откачкой воды из созданного котлована. После обследования ставшего доступным корпуса земснаряда, обеспечения его герметичности и осушения котлован заполняют водой до всплытия земснаряда. При указанном способе подъема земснаряда надо считаться с усилием присасывания днища корпуса. Величина этого усилия трудно прогнозируема и определяется грансоставом грунта основания.

Серьезные сложности возникают при подъеме земснарядов, затонувших со значительным креном и (или) дифферентом. Так, земснаряд 350–50Л, затонувший с креном 25° (1989 г.) в нижнем бьефе Шамхорской ГЭС (см. выше) был отгорожен насыпной дамбой, после чего откачкой воды из котлована горизонт воды в нем был понижен до уровня, при котором палуба стала доступной для ее обследования и выполнения необходимых монтажно-сварочных работ по сооружению фальшборта расчетной высоты по продольной и поперечной стенкам надстройки. Указанный фальшборт необходим для создания при подъеме земснаряда вы-

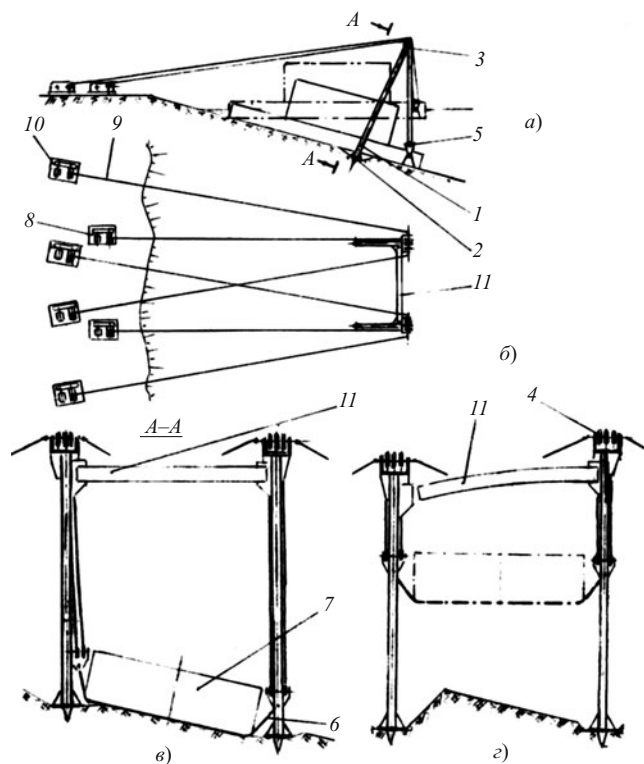


Рис. 3. Схема подъема земснаряда, затонувшего с дифферентом у берега:

a — утонувший земснаряд, устройство для его подъема и земснаряд после подъема (штрих-пунктир); *б* — устройство для подъема затонувшего земснаряда, вид в плане; *в* — поперечный разрез устройства до начала подъема земснаряда (вид по А-А на рис. 3, *a*); *г* — поперечный разрез устройства после подъема земснаряда (вид по А-А на рис. 3, *a*); 1 — стрелы с опорными пятнами 2 и оголовками 3; 4 — неподвижные блоки полиспаста (крон-блоки); 5 — подвижные блоки полиспаста (талевые блоки); 6 — стропы, подведенные под днище затонувшего земснаряда; 7 — грузовые лебедки; 8 — грузы; 9 — оттяжки стрел; 10 — стреловые лебедки; 11 — временная связь стрел

кренивающего момента, чтобы после подъема он не имел значимого крена. Для подъема земснаряда котлован наполнили водой. В описываемом случае для заполнения котлована водой из-за высокой ее фильтрации сквозь дамбу достаточно было прекра-



Рис. 5. Земснаряд с грунтовым насосом 10ГрУЛ-8, поднятый из р. Пахры в 1994 г.



Рис. 4. Поднятый в 1985 г. на строительстве Кайшядорской ГАЭС земснаряд 350 – 50Л

тить работу насосов, отсасывающих воду из котлована.

Для уменьшения высоты фальшборта может быть применен контргруз, создающий дополнительный восстанавливающий момент. Так было сделано и в данном случае, в качестве контргруза использовались понтоны плавучего пульпопровода, заполняемые водой и расположенные на конце рычага (из труб пульпопровода).

Описанная схема подъема земснаряда показана на рис. 1, а на рис. 2 указанный земснаряд изображен перед его подъемом.

Очень сложным оказался подъем земснаряда 350 – 50Л, затонувшего у берега на строительстве Кайшядорской ГАЭС (Литва) в 1984 г. со значительным дифферентом. После затопления корма земснаряда оказалась на глубине 10 м, а нос — на берегу; дифферент при этом достигал 16°. Подъем земснаряда был осуществлен с помощью двух наклонных стрел с пятнами, опирающимися на донный грунт. Стрелы имели на своих оголовках от-



Рис. 6. Земснаряд с грунтовым насосом 10ГрУЛ-8 во время эксплуатации после его подъема и установки дополнительных понтонов по бортам

тяжки, связанные с барабанами стреловых лебедок, закрепленных на берегу. Каждая стрела имела свой грузовой полиспаст, приводимый своей грузовой лебедкой, также расположенной на берегу. Неподвижные блоки полиспастов были закреплены на оголовках стрел, а подвижные блоки опущены в воду и подсоединены к стропу, подведенному под днище.

Сущность указанного устройства заключается в том, что с целью упрощения его монтажа и повышения точности установки стрел в проектное положение стрелы жестко связаны друг с другом около своих оголовков так, что при начале подъема объекта указанная связь разрушается, после чего стреловые системы работают независимо. Идея установки временной разрушаемой жесткой связи возникла в процессе подъема земснаряда после безуспешных попыток установить стрелы с оттяжками в проектное положение по одной, так как при этом не удавалось правильно позиционировать их относительно друг друга и земснаряда.

Установка двух стрел, временно жестко связанных между собой, в проектное положение производилась из их горизонтального положения, при котором вся система покоилась на трех вспомогательных понтонах, к двум из них были подвешены на ручных лебедках стрелы у их опорных пят, третий понтон был подведен под временную поперечную связь между стрелами. Понтоны с прикрепленным к ним устройством для подъема затонувшего земснаряда и запасованным грузовым полиспастом устанавливали над земснарядом. Травлением канатов с барабанов ручных лебедок стрелы устанавливали в проектное положение, после чего головы стрел фиксировали их оттяжками и стреловыми лебедками. Далее на дно опускали строп, который водолазы подводили под скуловые устройства у днища. Концы стропа водолазы крепили к подвижным (талевым) блокам полиспаста.

На рис. 3 показана описанная выше схема подъема земснаряда, затонувшего с дифферентом у берега.

Первая попытка подъема затонувшего земснаряда в 1984 г. оказалась неудачной: уже поднятый из воды в горизонтальное положение земснаряд внезапно рухнул вниз. Оказалось, что водолазы ненадежно закрепили с одного борта скуловое защитное устройство (на стыке борта и днища), предназначенное для предохранения обшивки от режущего усилия стропа. Деревянные брусья защитного

устройства выскочили, строп прорезал обшивку с набором, отчего земснаряд и рухнул вниз.

Подъем земснаряда, теперь уже лишённого потенциальной плавучести, повторили по той же схеме на следующий год с установкой при этом надежных и мощных защитных устройств. Для разборки и демонтажа поднятого над водой земснаряда другим земснарядом была намыта грунтовая подушка под его днище, после чего устройство для его подъема было демонтировано, а затем демонтирован и сам поднятый земснаряд.

На рис. 4 показан поднятый в 1985 г. на строительстве Кайшядорской ГАЭС земснаряд 350 – 50Л.

Подъем затонувших земснарядов можно производить с помощью специальных стационарных стрел с оттяжками и фундаментами стрел на берегу. Указанный способ изображен на рис. 5. На нем показан подъем затонувшего на р. Пахре в 1994 г. земснаряда с грунтовым насосом 10ГруЛ-8 (типа Гру 800 – 40). Грузовые лебедки полиспастов устанавливались на свои рамы с грунтозацепами и загружались в качестве пригруза железобетонными блоками. Оттяжки стрел точно определенной длины крепились к рамам лебедок. Две независимые стреловые системы с помощью стропов, подведенных водолазами под днище, подняли земснаряд из воды. Обследование корпуса выявило многочисленные течи (заделанные ранее забивкой деревянных клиньев) и значительную коррозию обшивки. В связи с выявленными дефектами корпуса для обеспечения его плавучести он через люки на палубе был максимально заполнен объемными блоками из пенополистирола. Поднятый земснаряд травлением грузовых лебедок опустили на воду, после чего демонтировали систему его подъема. Позднее, для повышения плавучести корпуса по его бортам были смонтированы дополнительные понтоны (рис. 6).

Выводы

1. Подъем затонувших земснарядов производится по эксклюзивным проектам.
2. Перед подъемом затонувшего земснаряда оценивается экономическая целесообразность этой работы.
3. В обязательном порядке поднимают только те земснаряды, которые препятствуют судоходству, а также в других подобных случаях.

Оценка устойчивости сооружения на нескальном основании при несимметричном приложении нагрузок

Бухарцев В. Н., доктор техн. наук, Лукашевич А. А., кандидат техн. наук
(Санкт-Петербургский государственный политехнический университет)

Задача об устойчивости бетонного сооружения, взаимодействующего с нескальным основанием в условиях несимметричного нагружения, возникает, например, при проектировании крайних секций водосливных плотин низконапорных гидроузлов, когда помимо собственного веса сооружения и гидростатической нагрузки необходимо учитывать нормальную и касательную составляющие давления грунта плотины, действующие на стенку сопрягающего устоя плотины. Эти довольно значительные по величине нагрузки создают дополнительные усилия сдвига и поворота крайней секции в плоскости контакта ее подошвы с основанием.

Для оценки устойчивости сооружения необходимо определить контактные усилия при условии предельного кулоновского трения для случая пространственного приложения нагрузки. При этом запас устойчивости сооружения против его сдвига и поворота можно оценить сравнением фактических касательных усилий с предельными их значениями, соответствующими наступлению предельного состояния по всей зоне контакта.

В ряде публикаций [1, 2] показано, что условия работы крайней секции нередко не обеспечивают ее устойчивого положения на нескальном основании без дополнительных мероприятий, способствующих увеличению сил сопротивления против сдвига секции в направлении створа плотины и поворота. Конструктивным решением, направленным на увеличение устойчивости крайней секции, является, например, устройство дополнительной консоли со стороны грунтовой плотины либо использование сдвоенной секции водослива, что приводит к перераспределению расчетных нагрузок, вызывающих сдвиг.

Кроме того, на устойчивость крайней секции в определенной степени влияют и прочностные характеристики насыпного грунта у стенки сопрягающего устоя плотины. Так, касательная составляющая давления грунта плотины, обусловленная силами трения, возникающими на контакте грунтовой насыпи и ограждающей стенки секции, противодействует сдвигающим усилиям, действующим в плоскости контакта сооружения с основанием.

Целью настоящей работы является численное исследование поведения крайней секции плотины

при разных ее конструктивных решениях. Для расчета напряженно-деформированного состояния сооружения, контактирующего с нескальным основанием в условиях пространственной задачи, предлагается использовать конечно-элементный подход, в основе которого лежит метод пошагового моделирования [3]. Данный подход позволяет проводить вычисления с учетом деформаций как самого сооружения, так и основания, а также учитывать практически все значимые факторы, влияющие на напряженно-деформированное состояние рассматриваемой системы.

Рассмотрим пространственную задачу для линейно-деформируемых сооружения и основания при наличии кулоновского трения на контакте между ними. Сооружение нагружено произвольной нагрузкой; ее равнодействующие (а также их моменты) действуют по направлению (либо относительно) всех трех ортогональных осей x , y , z координатной системы, начало которой совпадает с геометрическим центром тяжести подошвы сооружения (рис. 1, *a*). Непрерывный контакт граничных поверхностей (которыми являются подошва сооружения и основание) в этом случае заменяется дискретным аналогом — последовательностью контактов в отдельных точках. С этой целью используются контактные конечные элементы (ККЭ) в виде стержневой системы (пространственной рамы). ККЭ вводятся на участках контакта между граничными поверхностями взаимодействующих тел — между поверхностями сооружения и основания, тем самым дискретизируя контактный слой между ними. Будем считать, что контактный слой прикреплен к поверхности основания и его толщина ζ мала по сравнению с размерами области контакта. На рис. 1, *б* представлен пространственный рамный ККЭ, обеспечивающий контакт между конечным элементом учитываемой области основания и узлом, расположенным на нижней поверхности — подошве сооружения (тип реализуемого контакта поверхность — узел).

Путем пошагового изменения жесткостных характеристик ККЭ можно моделировать различные состояния на контакте и тем самым удовлетворять необходимым условиям контактного взаимодействия. Также могут учитываться и различные свойства

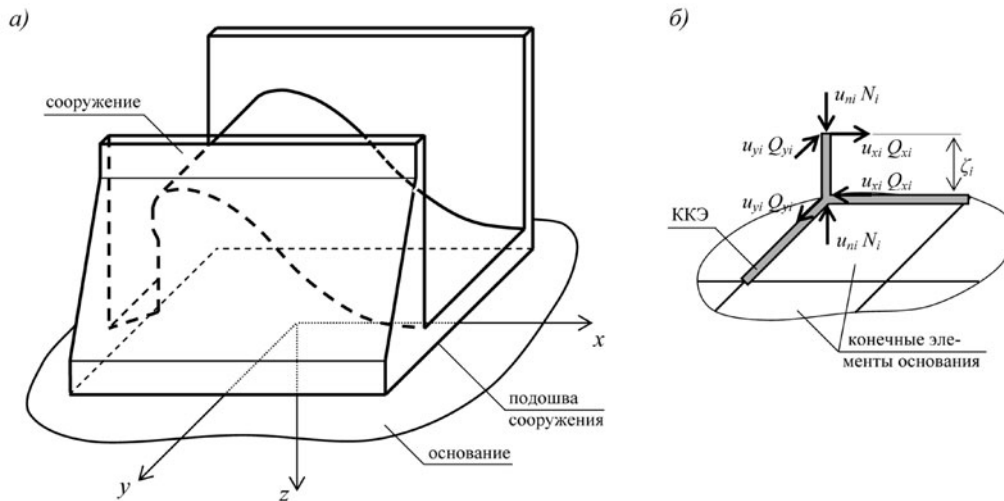


Рис. 1. Расчетная схема контактного взаимодействия сооружения и основания через рамные ККЭ

ва односторонних связей, например упругая податливость контактного слоя либо основания [4].

Считая i -й контактный элемент как i -ю упруго-податливую связь между граничными поверхностями сооружения и основания, выразим условия на контакте в терминах усилий и перемещений для каждого i -го ККЭ:

$$\begin{aligned} u_{ni} - u_{ni}^c &\leq \delta_{ni}^0; \quad N_i \geq 0; \\ (u_{ni} - u_{ni}^c - \delta_{ni}^0) N_i &= 0; \end{aligned} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} |Q_i| &\leq f_i N_i + C_i; \quad Q_i (u_{ti} - u_{ti}^c) \geq 0; \\ (|Q_i| - f_i N_i - C_i) (u_{ti} - u_{ti}^c) &= 0; \end{aligned} \quad (2)$$

$$u_{ni}^c = N_i / K_{ni}; \quad u_{ti}^c = Q_i / K_{ti}, \quad (3)$$

где u_{ni} , $u_{ti} = \sqrt{(u_{xi})^2 + (u_{yi})^2}$ — взаимные смещения противоположащих узлов граничных поверхностей на i -м контакте в направлении нормали и касательной соответственно; N_i , $Q_i = \sqrt{(Q_{xi})^2 + (Q_{yi})^2}$ — продольная и поперечная силы в опорном стержне i -го ККЭ; δ_{ni}^0 — начальный зазор по нормали между контактным слоем (основанием) и подошвой сооружения; f_i — коэффициент трения на i -м контакте; C_i — параметр, равный произведению удельного сцепления грунта на площадь контакта i -го ККЭ; u_{ni}^c , u_{ti}^c — продольная и поперечная деформации опорного стержня i -го ККЭ (соответствующие обжатию и сдвигу контактного слоя); $K_{ni} = A_i^k / \rho_{ni}$, $K_{ti} = A_i^k / \rho_{ti}$ — жесткости опорного стержня i -го ККЭ соответственно в нормальном и касательном направлениях; A_i^k — площадь контак-

Т а б л и ц а 1

Размеры подошвы секции и расчетные внешние нагрузки

Номер варианта	L , м	ΣX , кН	ΣY , кН	ΣZ , кН	ΣM_x , кНм	ΣM_y , кНм	ΣM_z , кНм
1	23,3	51327	- 121124	318454	- 637390	- 275377	- 49246
2	28,3	67038	- 121124	427119	- 161124	- 519442	- 103965
3	33,3	82750	- 121124	532940	283880	- 763506	- 158683
4	38,3	98461	- 121124	642036	1294304	- 1007570	- 213401
5	42,1	86889	- 121124	530620	- 801630	- 328284	- 102150
6	44,1	93173	- 121124	573757	- 417376	- 425910	- 147550
7	47,1	102600	- 121124	639732	169394	- 572349	- 215650
8	52,1	118311	- 121124	748265	1129765	- 816413	- 329150

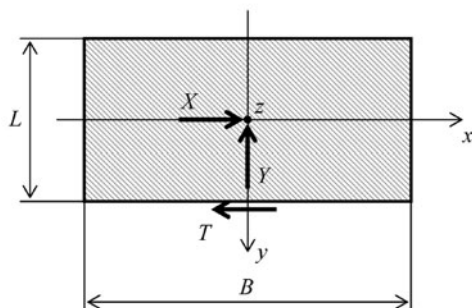


Рис. 2. Расчетная область задачи и приложенные по осям расчетные внешние нагрузки

та, относящаяся к i -му ККЭ; $\rho_{ni}, \rho_{\tau i}$ — коэффициенты податливости контактного слоя (либо основания) в направлении нормали и касательной соответственно.

Группа условий (1) описывает действие односторонних связей в направлении нормали, (2) — условия трения в форме закона Кулона, (3) — податливость контактного слоя либо основания.

Моделирование состояния на контакте (включение, выключение связи, сцепление либо скольжение) осуществляется посредством пошагового изменения жесткостных свойств дискретного контактного слоя (т.е. ККЭ). Так, состояние контакта в направлении нормали моделируется продольной жесткостью опорного стержня ККЭ (перпендикулярного к контактным поверхностям). При включении односторонней связи продольная жесткость опорного стержня назначается соответствующей жесткости упруго податливого контактного слоя (основания) в направлении нормали, т.е.

$$EA_i = K_{ni}\zeta_i = A_i^k \zeta_i / \rho_n = E_c A_i^k / (1 - \mu_c^2), \quad (4)$$

где ζ_i — толщина слоя, равная длине опорного стержня i -го ККЭ; E_c, μ_c — модуль упругости и коэффициент Пуассона материала контактного слоя или основания.

Состояние отрыва (т.е. выключение связи) моделируется нулевой жесткостью ККЭ. Состояние сцепления-скольжения по касательной моделируется изгибной жесткостью опорного стержня. При сцеплении изгибная жесткость этого стержня должна соответствовать жесткости контактного слоя в касательном направлении:

$$EI_i = K_{\tau i} \zeta_i^3 / 3 = A_i^k \zeta_i^3 / 3 \rho_{\tau} = E_c A_i^k \zeta_i^2 / [6(1 + \mu_c)]. \quad (5)$$

В состоянии скольжения изгибная жесткость стержня принимается нулевой. Формулы (4), (5) получены из предположения о плавности изменения

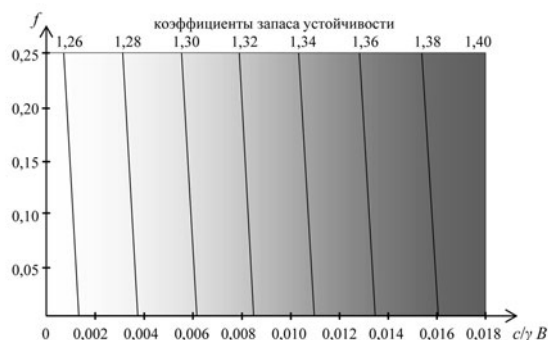


Рис. 3. Зависимость коэффициента запаса устойчивости от параметров прочности грунта

толщины упругоподатливого слоя и контактных напряжений по его длине [4].

Предполагается, что между двумя последовательными событиями система деформируется по линейному закону. В этом случае в пределах каждого шага нагружения строится решение линейно упругой задачи, а события на контакте определяются согласно схеме простого нагружения [3]. Процесс пошагового нагружения осуществляется таким образом, чтобы каждая из этих линейных задач соответствовала одному шагу нагружения, выполняемому для каждой такой расчетной схемы, т.е. от момента наступления одного события до момента наступления следующего. При этом каждый шаг будет заканчиваться сменой текущего состояния, т.е. включением или выключением односторонней связи — проскальзыванием или зацеплением на контакте. В результате решение конструктивно нелинейной задачи будет представляться в виде решения последовательности линейных задач при последовательном изменении расчетных схем сооружения. Алгоритм, реализующий метод пошагового моделирования при решении задач с односторонними связями и трением Кулона, приведен в работе [3], с учетом дополнительной податливости контактного слоя — в [4].

Рассмотренный подход применим для анализа устойчивости крайней секции водосливной плотины на нескальном основании в условиях пространственной задачи. Целью расчетов является сравнительная оценка устойчивости сооружения при разных конструктивных решениях. Также исследуется влияние прочностных характеристик грунта земляной плотины, примыкающей к крайней секции, на сопротивление последней сдвигу.

Представим расчетную область в виде прямоугольной в плане фундаментной плиты (рис. 2), вес которой соответствует равнодействующей всех вертикальных нагрузок, действующих на сооружение. Введем систему координат, где ось x направлена вдоль потока, y — поперек потока (в направлении

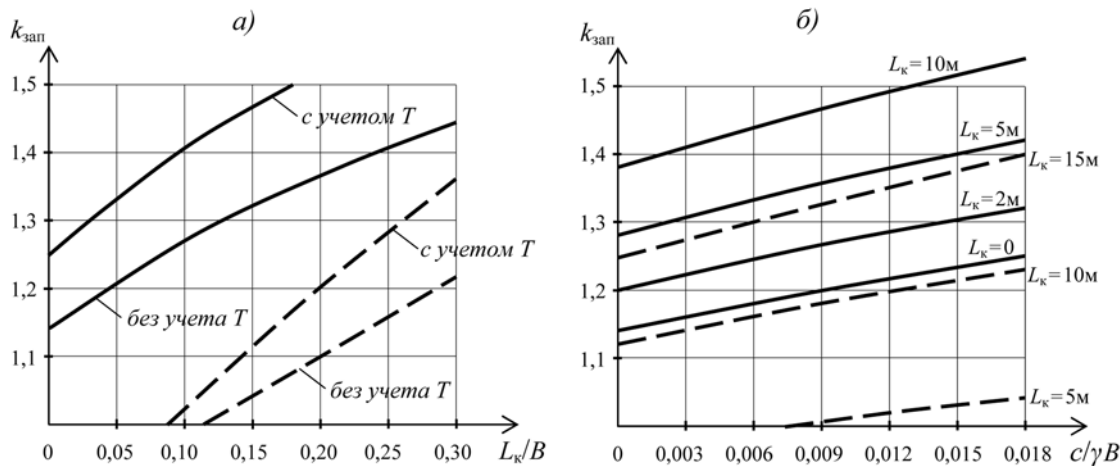


Рис. 4. Зависимость коэффициента запаса устойчивости:
a — от длины дополнительной консоли L_k ; *б* — от параметров прочности грунта

створа плотины), ось z направлена вертикально вниз.

Ширина расчетной области B принималась равной 46 м; модуль упругости и коэффициент Пуассона бетона — $E_6 = 28\,000$ МПа, $\nu_6 = 0,15$ соответственно; грунтового основания — $E_0 = 600$ МПа, $\nu_0 = 0,2$. Параметры прочности грунта в основании: коэффициент трения $f = 0,25$, удельное сцепление $c = 0,020$ МПа. В целях снижения размерности решаемой задачи упругоподатливые свойства грунтового основания моделировались приведенной жесткостью ККЭ в нормальном и обоих касательных направлениях согласно формулам (4), (5).

Длина расчетной области L , а также расчетные внешние нагрузки определялись выбранным конструктивным решением для крайней секции. Расчеты проводились для следующих вариантов:

- 1) крайняя секция без дополнительной консоли;
- 2 – 4) крайняя секция с дополнительной консолью соответственно 5, 10, 15 м;
- 5) сдвоенная секция без дополнительной консоли;
- 6 – 8) сдвоенная секция с дополнительной консолью соответственно 2, 5, 10 м.

Соответствующие значения длины секции L и равнодействующих внешней нагрузки по осям x , y , z (без учета силы сопротивления грунта T , действующей на торец секции) приводятся в табл. 1. С целью приближения расчетной схемы к реальному нагружению сооружения расчетная нагрузка прикладывается распределенно.

Расчеты по первому варианту показали, что при заданных нагрузках устойчивость крайней секции, как отдельного сооружения, не обеспечивается. Условный коэффициент запаса устойчивости, подсчитанный здесь как отношение предельных усилий для заданной системы к усилиям на контакте для приведенной системы (для которой параметры прочности грунта основания приводили бы ее в предельное состояние), равен 0,77.

Устройство дополнительной консоли приводит к увеличению площади подошвы и пригрузки грунтом, а также к перераспределению расчетных нагрузок. За счет пригрузки консоли массивом грунта значительно увеличивается прижимающая сила (в направлении z), а направление момента равнодействующих сил относительно оси x меняется на противоположное. Как результат, секция с дополнительной консолью необходимой длины имеет достаточный запас устойчивости. Так, при длине консоли 15 м коэффициент запаса устойчивости, вычисляемый как отношение предельных контактных касательных усилий к фактическим, равен 1,25.

Таблица 2
 Значения коэффициента запаса устойчивости

Вариант	L_k , м	L_k/B	Без учета силы трения T	С учетом силы трения T (при $f = 0,25$, $c = 20$ кН/м ²)
1	0	0	0,77	0,82
2	5	0,109	0,96	1,04
3	10	0,217	1,12	1,23
4	15	0,326	1,25	1,40
5	0	0	1,14	1,25
6	2	0,043	1,20	1,32
7	5	0,109	1,28	1,42
8	10	0,217	1,38	1,54

Учет равнодействующей сил трения T на контакте грунтовой насыпи и ограждающей стенки секции еще более увеличивает сопротивление сдвигу. На рис. 3 в виде изополей отображена зависимость коэффициента запаса устойчивости от прочностных характеристик насыпного грунта — коэффициента трения f и удельного сцепления c (при длине консоли 15 м). Помимо нагрузок, приведенных в табл. 1, к расчетному фрагменту прикладывались сила сопротивления T и вызванные ею моменты относительно осей y и z :

$$T = D_a f + A_T c; M_y = T h_T; M_z = TL/2, \quad (6)$$

где D_a — сила от активного давления грунта; A_T — площадь торца секции; h_T — возвышение равнодействующей T над подошвой.

Расчеты для вариантов со сдвоенной секцией показали, что в данном случае устойчивость крайней секции обеспечивается за счет увеличения общей длины L и, таким образом, распределения сдвигающей нагрузки на большую площадь подошвы сооружения. Коэффициент запаса устойчивости при этом равен 1,14 (без учета силы сопротивления грунта T).

При наличии консоли у сдвоенной секции устойчивость последней еще более увеличивается (например, при длине консоли 2 м коэффициент запаса составляет 1,2). Кроме того, как и в предыдущем варианте (при одиночной секции), учет сил сопротивления грунта — за счет трения — на торец сдвоенной секции также способствует увеличению запаса устойчивости. В табл. 2 сведены результаты оценки устойчивости для всех рассмотренных вариантов, как без учета, так и с учетом силы трения T .

На рис. 4 представлены зависимости коэффициента запаса устойчивости от длины дополнительной консоли и от параметров прочности насыпного грунта (для рассмотренных здесь вариантов). Пунктирная линия соответствует вариантам для одиночной секции, сплошная — для сдвоенной секции.

Выводы

1. Устойчивость отдельной крайней секции без дополнительной консоли, как правило, не обеспечивается. Устройство дополнительной консоли при значениях $L_k/B > 0,1$ позволяет обеспечить устойчивость крайней секции против сдвига с поворотом.

2. С увеличением длины консоли коэффициент запаса устойчивости возрастает, однако устройство консоли приводит к увеличению размеров строительного котлована и отодвигает продольную перемышку в сторону реки, часто вызывая дополнительное стеснение русла. В этой связи более целесообразным, на наш взгляд, является объединение двух крайних секций в одну (где это возможно), что исключает необходимость устройства консоли или дает возможность ее значительного сокращения, тогда размеры котлована существенно или полностью не увеличиваются.

3. Учет силы сопротивления (трения) грунта, действующей на торец секции со стороны грунтовой плотины приводит к увеличению устойчивости крайней секции, особенно это выражается при применении насыпных грунтов с высоким удельным сцеплением.

Список литературы

1. Можжевитинов А. Л., Кузьмин С. А., Попов А. Ф. Устойчивость сооружений при эксцентричном приложении нагрузки // Тр. Всесоюзной конференции "Методы определения напряженного состояния и устойчивости высоконапорных гидротехнических сооружений и их оснований при статических и динамических нагрузках". — М.: Стройиздат, 1972.
2. Бухарцев В. Н. Статическая работа крайней секции плотины на нескальном основании // Тр. СПбГТУ № 502 "Строительство". — СПб: Политехнический университет, 2007.
3. Лукашевич А. А. Решение контактных упругих задач с трением Кулона при пошаговом нагружении // Изв. вузов. Строительство. 2008. № 10.
4. Лукашевич А. А. Решение контактных задач при учете податливости и прочности односторонних связей методом пошагового нагружения // Вестник гражданских инженеров. 2009. № 3.

Ультразвуковой контроль модуля упругости бетона гидротехнических сооружений

Алимов А. Г., кандидат техн. наук

(Поволжский НИИ эколого-мелиоративных технологий)

На основе теоретических и экспериментальных исследований разработан и защищен патентом на изобретение универсальный экспресс-метод ультразвукового контроля модуля упругости бетона в конструкциях сооружений, работающих во влажной среде. Разработанный метод определения модуля упругости бетона гидротехнических сооружений прошёл экспериментально-производственную апробацию на водохозяйственных объектах Волгоградской области.

Ключевые слова: экспресс-метод ультразвукового контроля модуля упругости бетона; конструкции сооружений, работающих во влажной среде.

Определение прочности и модуля упругости бетона непосредственно в конструкциях и сооружениях необходимо в связи с обеспечением их надёжности и долговечности в процессе строительства, реконструкции и эксплуатации, для установления фактической несущей способности, уточнения расчётных коэффициентов запаса и контроля за их напряжённым состоянием.

Известен способ определения модуля упругости бетона по ГОСТ 24452-80 [1], включающий механические испытания бетонных образцов — призм квадратного сечения или цилиндров круглого сечения с отношением высоты к ширине (диаметру), равным 4, тензометрические испытания по определению приращения упруго-мгновенной относительной продольной деформации бетонных образцов при действии на них циклично-ступенчатой осевой сжимающей нагрузки до уровня 30 % разрушающей нагрузки на гидравлическом прессе и расчёт модуля упругости бетона по результатам механических и тензометрических испытаний бетонных образцов. Указанный способ в данном стандарте является разрушающим и трудоёмким. Более того, этот способ не приемлем для определения модуля упругости бетона в реальных конструкциях сооружений без их локального разрушения.

Теоретическими исследованиями установлено, что скорость распространения упругих ультразвуковых колебаний является характеристикой, функционально связанной с такими важными свойствами, как упругость и плотность материала. Поэтому по скорости распространения ультразвуковых волн можно судить о качестве строительного материала и его состоянии [2].

Наиболее простым и достаточно надёжным способом определения модуля упругости бетона является применение сравнительного ультразвукового метода испытаний [3]. Сравнительный метод основан на использовании корреляционных (статистических) связей между скоростью распространения ультразвуковых колебаний и начальным (статическим) модулем упругости бетона ($E_{\delta} = f(c)$). Эти

связи устанавливаются на партии опытных бетонных образцов, прошедших акустические, тензометрические и механические испытания [3].

Однако вышеуказанный способ не учитывает влияние влажности бетона в конструкциях сооружений на скорость распространения в нём ультразвуковых колебаний (УЗК). Экспериментально установлено [4], что с увеличением влажности бетона значительно возрастает в нём скорость распространения УЗК. Поэтому определение модуля упругости влажного бетона в существующих конструкциях, например гидротехнических или гидромелиоративных сооружений, а также фундаментов находящихся в эксплуатации зданий и различных сооружений при близком залегании уровня грунтовых вод по градуировочной зависимости, экспериментально установленной по результатам ультразвуковых, тензометрических и механических испытаний бетонных образцов естественной влажности (0 – 1,5 %, т.е. практически “сухого” бетона), осуществляется с большой погрешностью, величина которой составляет 15 – 75 %.

Известны научные работы [5, 6], в которых предлагаются сейсмоакустические методы исследования упругих и деформационных свойств горных пород, основанные на сопоставлении данных о скоростях продольных волн в сухих и водонасыщенных породах. Однако применить эти методы к бетону без дополнительных исследований не представляется возможным из-за значительной неоднородности этого гетерогенного материала конгломератной природы, зернистые компоненты которого, занимающие 80 – 85 % объёма, характеризуются значительными вариациями по прочности, форме и размерам. Кроме того, вклад в общую неоднородность бетона вносит и технология его изготовления в условиях строительства с трудно контролируемые последовательными этапами этой технологии [7].

В ГНУ ПНИИЭМТ Россельхозакадемии проведены комплексные экспериментальные и теоретические исследования влияния водонасыщения бе-

Результаты экспериментальных и теоретических исследований бетонных образцов по определению градуировочной зависимости модуля упругости бетона от скорости ультразвука (бетон по прочности на сжатие класса В 22,5; состав: цемент — 1; песок — 2,1; щебень — 5,35; содержание цемента 280 кг/м³)

№ п/п	Скорость ультразвука при сквозном прозвучивании образцов C_j , м/с	Модуль упругости бетона		
		при испытании образцов на прессе [1] $E_{\sigma j}$, МПа	по скорости ультразвука на основе формулы (8) $E_{\sigma j}^*$, МПа	расхождение результатов $\Delta = \frac{(E_{\sigma j} - E_{\sigma j}^*)}{E_{\sigma j}} \cdot 100, \%$
1	4200	18122,4	19590,6	- 8,10
2	4276	20753,3	20426,9	1,57
3	4345	19954,6	21217,0	- 6,33
4	4580	22397,5	24144,4	- 7,80
5	4563	22961,3	23919,7	- 4,17
6	4681	24934,5	25523,6	- 2,36
7	4731	24558,6	26235,2	- 6,83
8	4700	25263,3	25791,7	- 2,09
9	4645	26437,8	25023,2	5,35
10	4662	26719,7	25258,2	5,47
11	4674	27189,5	25425,5	6,49
12	4683	27941,1	25551,7	8,55
13	4698	27048,5	25763,3	4,75
14	4710	26625,7	25933,9	2,60
15	4738	27095,5	26336,4	2,80
16	4736	25968,0	26307,5	- 1,31
17	4833	25780,1	27749,1	- 7,64
18	4838	27142,4	27825,5	- 2,52
19	4860	27236,5	28164,2	- 3,41
20	4864	27659,3	28226,2	- 2,05
21	4840	27565,3	27856,1	- 1,05
22	4848	27941,1	27978,9	- 0,14
23	4832	28082,1	27733,8	1,24
24	4807	27518,3	27355,1	0,59
25	4786	27706,2	27040,9	2,40
26	4788	28551,9	27070,7	5,19
27	4757	28598,9	26613,1	6,94
28	4788	28974,7	27070,7	6,57
29	4798	29444,5	27220,0	7,55
30	4817	30759,9	27505,9	10,58
31	4905	29115,6	28870,0	0,84

№ п/п	Скорость ультразвука при сквозном прозвучивании образцов C_j , м/с	Модуль упругости бетона		
		при испытании образцов на прессе [1] $E_{\sigma j}$, МПа	по скорости ультразвука на основе формулы (8) $E_{\sigma j}^*$, МПа	расхождение результатов $\Delta = \frac{(E_{\sigma j}^* - E_{\sigma j})}{E_{\sigma j}} \cdot 100, \%$
32	4931	28833,8	29285,8	-1,57
34	4940	27753,2	29431,1	-6,05
34	4952	29068,6	29626,0	-1,92
35	5047	29209,6	31215,1	-6,87
36	5032	30572,0	30958,6	-1,26
37	5014	30806,9	30653,7	0,50
38	5027	30994,8	30873,6	0,39
39	5037	32122,3	31043,9	3,36
40	5096	30431,0	32067,8	-5,38
41	5150	30337,1	33034,5	-8,89
42	5169	30713,0	33381,5	-8,69
43	5147	30759,9	32980,0	-7,22
44	5125	31041,8	32583,4	-4,97
45	5135	31417,6	32763,1	-4,28
46	5103	32498,1	32191,5	0,94
47	5151	32357,2	33052,7	-2,15
48	5204	32169,3	34030,3	-5,79
49	5199	32968,0	33936,9	-2,94
50	5206	33860,5	34067,8	-0,61
51	5177	34565,3	33528,7	3,00
52	5106	35129,1	32244,7	8,21
53	5155	36303,6	33125,5	8,75
54	5230	34471,3	34520,5	-0,14
55	5292	35739,7	35717,9	0,06
56	5317	35974,6	36212,4	-0,66
57	5312	35833,7	36113,0	-0,78
58	5258	36209,6	35056,2	3,19
59	5231	37806,9	34539,4	8,64
60	5356	37665,9	36997,6	1,77
Средние значения	$\bar{C}_0 = 4918$	$\bar{E}_{\sigma} = 29394,4; E_{\sigma j}^* = 29366,0;$ $\delta_{cp} = \frac{\sum \delta_j }{n} = 4,1$		

Примечание: средняя влажность образцов бетона, испытанных при установлении градуировочной зависимости “ $C_j - E_{\sigma}^*$ ”, составляла $W_0 = 0,5 \%$ (по массе); плотность образцов бетона варьировала в пределах 2420 – 2430 кг/м³; динамический коэффициент Пуассона 0,252 – 0,260.

тона на скорость распространения ультразвуковых волн [4], на основе которых нами разработан новый метод ультразвукового контроля модуля упругости бетона гидротехнических сооружений. Разработанный метод включает измерение скорости ультразвука и влажности бетона в бетонных образцах — призмах квадратного сечения или цилиндрах круглого сечения с отношением высоты к ширине (диаметру), равным 4, и материале конструкций, механические испытания образцов бетона при действии на них циклично-ступенчатой осевой сжимающей нагрузки до уровня 30 % разрушающей нагрузки на гидравлическом прессе, тензометрические испытания по определению приращения упруго-мгновенной относительной продольной деформации образцов бетона при уровне нагрузки, равной 30 % разрушающей нагрузки, построение градуировочной зависимости “скорость ультразвука — модуль упругости бетона” по результатам ультразвуковых, тензометрических и механических испытаний образцов бетона и определение модуля упругости бетона в конструкции сооружения из зависимостей:

$$E_{\bar{\sigma}}^* = k_1 a e^{k_2 b C_{jk} m}; \quad (1)$$

$$b = \frac{\sum_{j=1}^n (\bar{C}_0 - C_j) (\ln \bar{E}_{\bar{\sigma}} - \ln E_{\bar{\sigma}j})}{\sum_{j=1}^n (\bar{C}_0 - C_i)}; \quad (2)$$

$$a = e^{k_3 (\ln \bar{E}_{\bar{\sigma}} - b \bar{C}_0)}; \quad (3)$$

$$m = (1 - 69 \cdot 10^{-5} W_k^{3,1}) / (1 - 69 \cdot 10^{-5} W_0^{3,1}); \quad (4)$$

$$\bar{E}_{\bar{\sigma}} = \sum_{j=1}^n E_{\bar{\sigma}j} / n; \quad (5)$$

$$\bar{C}_0 = \sum_{j=1}^n C_j / n; \quad (6)$$

$$\ln \bar{E}_{\bar{\sigma}} = \sum_{j=1}^n \ln E_{\bar{\sigma}j} / n; \quad (7)$$

где $k_1 = \text{МПа}$, $k_2 = 1/\ln (\text{МПа})$, $k_3 = 1/[(1 - m/c)\ln (\text{МПа})]$ — коэффициенты размерности; $e = 2,71828\dots$ — основание натуральных логарифмов; $E_{\bar{\sigma}}^*$ — модуль упругости бетона в бетонных и железобетонных конструкциях, МПа; $\bar{E}_{\bar{\sigma}}$ — средний модуль упругости образцов бетона, испытанных при установлении градуировочной зависимости, МПа; n — число серий образцов, испытанных при установлении градуировочной зависимости; $E_{\bar{\sigma}j}$ — единичные средние значения модуля упругости бетона j -й серии образцов бетона с влажностью W_0 , испытанных при установлении градуировочной зависимости, МПа; C_0 — средняя скорость распространения ультразвука в образцах бетона с влажностью W_0 , испытанных при установлении градуировочной зависимости, м/с; C_j — единичные средние значения скорости распространения ультразвука j -й серии образцов бетона с влажностью W_0 , испытанных при установлении градуировочной зависимости, м/с; C_{jk} — средняя скорость распространения ультразвука в бетоне контролируемой зоны конст-

Т а б л и ц а 2

Результаты исследований водонасыщенных контрольных образцов-цилиндров по определению модуля упругости бетона разработанным ультразвуковым методом в сравнении с известными способами [1, 3]

Номер образца	Объёмная масса образца γ , г/см ³	Скорость ультразвука при сквозном прозвучивании образцов C_j , м/с	Влажность (водопоглощение) бетона W , % (по массе)	Модуль упругости бетона, МПа				
				при испытании образцов на прессе [1]	по скорости УЗК разработанным методом на основе формул (1)–(7) *	погрешность, %	по скорости УЗК по методу А. М. Филонидова [3] на основе формулы (8) **	погрешность, %
1	2,43	5600	5,0	32329,4	30971,6	4,2	42311,3	– 30,9
2	2,43	5590	5,1	31797,2	30207,3	5,0	42079,2	– 32,3
3	2,42	5560	5,3	30092,2	28647,8	4,8	41390,6	– 37,5
Средние значения	2,427	5583	5,13	31406,2	29942,2	4,7	41927,1	– 33,6

* С учётом влажности бетона.

** Без учёта влажности бетона.

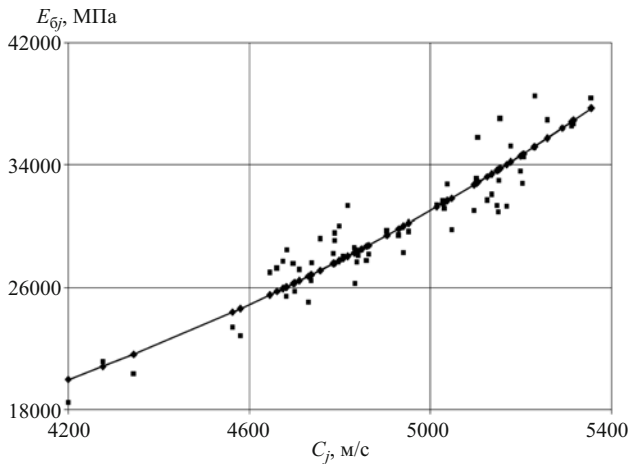


График тарировочной связи “скорость ультразвука — модуль упругости бетона” (бетон по прочности на сжатие класса В 22,5; состав: цемент — 1; песок — 2,1; щебень — 5,35; содержание цемента 280 кг/м³)

рукции сооружения, м/с; W_0 — средняя влажность образцов бетона, испытанных при установлении градуировочной зависимости, % (по массе); W_k — средняя влажность бетона контролируемой зоны в конструкции сооружения, % (по массе).

Коэффициент m , определяемый по формуле (4), учитывает влияние влажности на скорость прохождения в бетоне ультразвука. При установлении градуировочной зависимости “скорость УЗК — модуль упругости бетона” значение коэффициента $m = 1$, так как $W_k = W_0$. В этом случае формула (1) при подстановке в неё $m = 1$ приобретает вид

$$E_6^* = k_1 a e^{k_2 b C_{jk}} \quad (8)$$

Полученная формула (8) является универсальной теоретической основой для построения градуировочной зависимости “скорость УЗК (C_j) — модуль упругости бетона (E_6^*)”, что согласуется с сравнительным методом испытаний [3].

В качестве примера градуировочная зависимость $C_j - E_6^*$ построена по результатам комплексных исследований 60 бетонных цилиндрических образцов диаметром 20 см и высотой 80 см, изготовленных из бетонной смеси состава 1:2,1:5,35 (цемент:песок:щебень) при содержании цемента 280 кг/м³. Бетон данного состава относится к классу В22,5 по прочности на сжатие и достаточно широко применялся в гидротехническом и гидромелиоративном строительстве в 1950 – 1990 гг.

Образцы-цилиндры испытывались в различном возрасте (от 2 до 180 суток) двумя способами: ультразвуковым методом с частотой колебаний 60 – 100 кГц и механическим способом на прессе. Всего выполнено ультразвуковым прибором УКБ-1М около 700 измерений скоростей распространения ультразвука. При этом в бетонных образ-

цах-цилиндрах выполнялось условие распространения УЗК как в неограниченной среде, т.е. $d \geq 2\lambda$, где d — диаметр образцов-цилиндров; λ — длина “бегающей волны”.

Испытание образцов-цилиндров на модуль упругости механическим способом производилось при действии циклично-ступенчатой сжимающей нагрузки по ГОСТ 24452 – 80 [1] на 150-тонном гидравлическом прессе. Продольные деформации измерялись с помощью тензорезисторов по ГОСТ 21616 – 91 [8].

Приборы для измерения деформаций образцов устанавливались по четырём образующим цилиндра, развёрнутым под углом 90°. База измерения продольных деформаций бетона была для всех образцов постоянной и равная 200 мм.

Результаты экспериментальных и теоретических исследований по определению градуировочной зависимости “ $C_j - E_6^*$ ” для бетона вышеуказанного состава представлены в табл. 1.

По результатам комплексных исследований бетонных образцов (табл. 1) установлено следующее: скорость распространения УЗК в бетонных образцах при их сквозном прозвучивании изменялась от 4200 до 5356 м/с, что составляет в среднем 4918 м/с;

модуль упругости бетона при испытании бетонных образцов стандартным методом варьировал в пределах 18122,4 – 37806,9 МПа, что равно в среднем 29394,4 МПа;

модуль упругости бетона, установленный по скорости ультразвука в бетонных образцах на основе формулы (8), изменяется от 19590,6 до 36997,6 МПа, что составляет в среднем 29366,0 МПа;

расхождение результатов (погрешность) определения модуля упругости бетона в образцах варьирует в пределах от –8,1 до 10,58 %, что равно в среднем 4,1 %.

Таким образом, величина скорости прохождения ультразвука C_j в неувлажнённом бетоне одного и того же состава отражает его качество, т.е. чем выше значение C_{jk} , тем выше значение модуля упругости бетона.

На основании графической интерпретации (рисунков) экспериментальных данных (табл. 1) установлена градуировочная зависимость “скорость распространения ультразвука C_j — модуль упругости бетона E_6^* ” (бетон по прочности на сжатие класса В 22,5; состав: цемент — 1; песок — 2,1; щебень — 5,35; содержание цемента 280 кг/м³), общий вид которой соответствует выражению (8). По результатам расчёта методом наименьших квадратов [9] обоснованы численные значения коэффициентов $a = 1944,6$ и $b = 5,5 \cdot 10^{-4}$, входящих в выра-

жение (8). После подстановки параметров a и b в формулу (8) градуировочная зависимость принимает вид следующей возрастающей степенной функции:

$$E_{\delta j}^* = 1944,6e^{5,5 \cdot 10^{-4} C_j}. \quad (9)$$

На рисунке показаны корреляционное поле опытных точек и линия регрессии при определении модуля упругости бетона ультразвуковым методом с использованием формулы (9) и путём испытаний на прессе [1] 60 бетонных образцов-цилиндров, приведенных в табл. 1. Коэффициент корреляции связи $E_{\delta j}^* = f(C_j)$ в этом случае равен 0,96, а среднее квадратическое отклонение опытных точек от линии регрессии равно $\pm 1475,4$ МПа, что составляет ± 5 %. При этом максимальное отклонение отдельных опытных точек от линии регрессии составило $-9,1$ % и $+10,6$ %.

Экспериментальная апробация разработанного метода. Для подтверждения точности определения модуля упругости бетона разработанным ультразвуковым методом по формулам (1) – (7) выполнены дополнительные исследования трёх контрольных бетонных образцов-цилиндров диаметром 20 см и длиной 80 см при полном их водонасыщении в возрасте 28 суток после изготовления. Результаты комплексных исследований образцов-цилиндров по определению модуля упругости бетона выше указанного состава (цемент — 1; песок — 2,1; щебень — 5,35; содержание цемента 280 кг/м³) приведены в табл. 2.

По результатам исследований водонасыщенных контрольных бетонных образцов-цилиндров (табл. 2) установлено: модуль упругости бетона по стандартному методу [1] составляет 30092,2 – 32329,4 МПа, по разработанному методу — 28647,8 – 30971,6 МПа и по методу А. М. Филонидова [3] — 41390,6 – 42311,3 МПа.

Погрешность при ультразвуковом контроле модуля упругости бетона без учёта его влажности [1] составила в среднем $-33,6$ %.

Предложенный метод ультразвукового контроля модуля упругости бетона в конструкциях сооружений, работающих во влажной среде, имеет высокую точность и позволяет снизить погрешность измерений до ± 5 %.

Выводы

1. Стандартный способ определения модуля упругости бетона по ГОСТ 24452 – 80 [1] является разрушающим и трудоёмким. Главный недостаток этого способа заключается в том, что его можно применить только для контроля образцов бетона, но не в реальных конструкциях гидротехнических сооружений.

2. На основе теоретических и экспериментальных исследований разработан универсальный экспресс-метод ультразвукового контроля модуля упругости бетона в конструкциях сооружений, работающих во влажной среде.

3. Проведённые исследования позволяют рекомендовать разработанный метод ультразвукового контроля модуля упругости бетона гидротехнических сооружений для их диагностирования при строительстве, эксплуатации и реконструкции водохозяйственных объектов. Этот метод контроля, не требующий нарушения целостности конструкций, имеет достаточную для производственных условий точность и достоверность.

Список литературы

1. ГОСТ 24452-80 Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона. — М.: Изд. стандартов, 1980.
2. Почтовик Г. Я., Злочевский А. Б., Яковлев А. И. Методы и средства испытания строительных конструкций: Учебн. пособие для вузов / Под ред. Ю. А. Ниландера. — М.: Высшая школа, 1973.
3. Филонидов А. М. Определение модуля упругости бетона в конструкциях и сооружениях // Известия вузов. 1973. № 7. С. 176 – 179.
4. Алимов А. Г. Совершенствование теоретических основ ультразвукового диагностирования бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений // Гидротехническое строительство. 2007. № 2. С. 29 – 32.
5. Савич А. И., Коптев В. И., Никитин В. Н., Яценко З. Г. Сейсмоакустические методы изучения массивов скальных пород. — М.: Недра, 1969.
6. Савич А. И., Яценко З. Г. Исследование упругих и деформационных свойств горных пород сейсмоакустическими методами. — М.: Недра, 1979.
7. Подвальный А. М. Об оценке результатов коррозионных испытаний и марках бетона по морозостойкости // Бетон и железобетон. 2002. № 5.
8. ГОСТ 21616-91. Тензорезисторы. Общие технические условия. — М.: Изд-во стандартов, 1991.
9. Длин А. М. Математическая статистика в технике. — М.: Советская наука, 1958.

О трансформации волн на подходах к порту

Кузьмин Г. П. кандидат тех. наук (МГСУ)

Рассматривается когерентность ветрового волнения как распространение по направлению к порту функциональной связности между случайными колебательными процессами или же возмущениями на взволнованной поверхности моря. Сами возмущения не совершают поступательных движений. Цель данной работы заключается в описании трансформации волн на подходах к порту на основании развития представления функции связности как эволюции профиля частично когерентного ветрового волнения от глубокой воды и до зоны обрушения волн.

Ключевые слова: когерентность ветрового волнения, поверхность моря, трансформация волн на подходе к порту, модель волнения на акватории порта.

Анализ эволюции профиля частично когерентного ветрового волнения. Для адекватного описания движущейся случайной поверхности ветрового волнения вводится некоторая мера корреляции, существующая между колебаниями в различных точках χ_1 и χ_2 этой поверхности. Предполагается, что такая мера будет тесно связана с картиной интерференции, которая получилась бы при сложении колебаний в этих точках. Следует ожидать чёткую картину интерференции (регулярное волнение) при сильной корреляции и полное исчезновение интерференции (нерегулярное волнение) при отсутствии корреляции. Для описания таких ситуаций используются соответственно термины “когерентное” или “некогерентное” ветровое волнение. В общем случае не реализуется ни одна из этих ситуаций и следует говорить о частично когерентном ветровом волнении. Это определение взято по аналогии из работы М. Борна [1]. При обобщении этих положений для ветрового волнения принимается следующее определение когерентности. Когерентность ветрового волнения — это положительно определяемая, при некотором законе распространения, величина связности или согласованности значений интенсивностей случайных колебательных процессов или же возмущений на взволнованной поверхности воды. Сами возмущения не совершают поступательных движений, а испытывают колебания: на длину волны в направлении её распространения; на единицу длины по гребню волны; на глубину, равную длине волны. Полная энергия данного колеблющегося объёма составляет сумму потенциальной и кинетической энергии стоячих волн и равна $\frac{1}{16} \rho g \bar{h}^2 \cdot \bar{\lambda}$. Полная энергия прогрессивных волн равна $\frac{1}{8} \rho g \bar{h}^2 \bar{\lambda}$.

Комплексная степень когерентности ветрового волнения, определяемая как нормированное значение корреляционной функции или как коэффициент корреляции, является характеристикой когерентности ветрового волнения. Численное значение комплексной степени когерентности (к. с. к.) является мерой явления когерентности. Это означа-

ет, что если значение к. с. к. равно единице, то наблюдаются когерентные процессы, или когерентное ветровое волнение, или установившееся развитое ветровое волнение, или квазимонохроматические волновые процессы. При этом ширина энергетического спектра стремится к нулю.

Если значение к. с. к. равно нулю, то наблюдаются некогерентные процессы, или некогерентное ветровое волнение, или нерегулярное волнение, или отсутствуют волновые процессы, а наблюдается поступательное движение частиц. При этом ширина энергетического спектра стремится к бесконечности.

Если значение к. с. к. меньше единицы, но больше нуля, то наблюдаются частично когерентные волновые процессы, или естественные природные процессы, или частично когерентное ветровое волнение, или реальное морское волнение. При этом ширина энергетического спектра является постоянной величиной.

В развитие работы по строгой теории частичной когерентности [1] следует сказать следующее. Взаимная когерентность между случайными колебательными процессами или возмущениями на свободной поверхности распространяется в форме волны и обладает интерференционными свойствами. Такое определение взаимной когерентности ветрового волнения является общим физическим, а выражение для частично когерентного ветрового волнения является математическим обеспечением функции связности. Это определение взаимной когерентности позволяет рассматривать эволюцию профиля ветрового волнения от глубокой воды до зоны обрушения волн. Интерференция ветрового волнения может быть, а может и не быть, но явление когерентности ветрового волнения существует всегда.

Выполняя преобразования и учитывая условия интерференции [4] при частично когерентных волновых процессах, получаем следующее выражение функции связности для численной модели профиля частично когерентного волнения [3]:

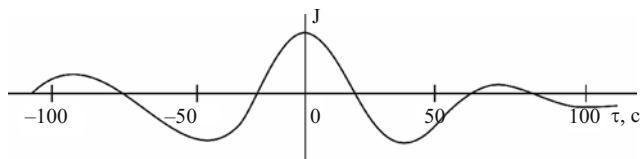


Рис. 1. Результаты бифуркации МСС волны в одиночную волну (солитон) на мелкой воде: Δv — ширина спектра; \bar{v} — средняя частота; $\Delta v = 0,022 \text{ с}^{-1}$; $\bar{v} = 0,1 \text{ с}^{-1}$; $d = 7 \text{ м}$; $\bar{\lambda} = 100 \text{ м}$; d — глубина воды; $\bar{\lambda}$ — средняя длина волн

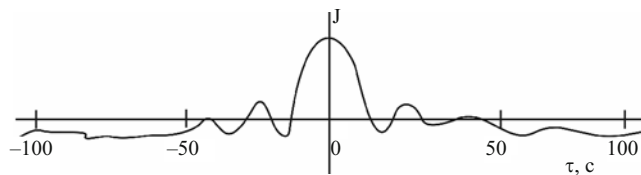


Рис. 2. Результаты бифуркации МСС волны в одиночную волну (солитон) на мелкой воде (при других спектральных характеристиках): Δv — ширина спектра; \bar{v} — средняя частота; $\Delta v = 0,073 \text{ с}^{-1}$; $\bar{v} = 0,21 \text{ с}^{-1}$; $d = 5 \text{ м}$; $\bar{\lambda} = 100 \text{ м}$; d — глубина воды; $\bar{\lambda}$ — средняя длина волн

$$I(\tau) = 2I \left(1 + \left| \frac{\sin(\pi \Delta v \tau)}{\pi \Delta v \tau} \right| \cos(2\pi \bar{v} \tau) \right), \quad (1)$$

где $|\gamma(t)| = \left| \frac{\sin(\pi \Delta v \tau)}{\pi \Delta v \tau} \right|$ — комплексная степень когерентности, описывающая вид профиля связности свободной поверхности в зависимости от ширины спектра Δv ; τ — параметр, определяющий длительность корреляционной функции; $I = \frac{1}{8} \rho g h^2$ — интенсивность прогрессивного частично когерентного ветрового волнения.

Все последующие рассуждения проводятся на основании изучения численной модели (1) при заданных различных значениях ширины спектра ветрового волнения, рекомендаций длительности усечённой коррелограммы τ и значений средней частоты v спектра. Все исходные данные по спектру взяты из работы В. А. Рожкова (1977). При исследованиях данной численной модели [3] возникла необходимость введения нового коэффициента формы волны K_3 , который, учитывая изменения относительной глубины воды, оказывал бы влияние на форму профиля свободной поверхности частично когерентного волнения. Выяснилось, что данный коэффициент формы волны определяется следующим образом:

$$K_3 = \frac{d}{\bar{\lambda}}, \quad (2)$$

где d — глубина воды.

Обычно отношение (2) определяют как относительную глубину воды. После подстановки (2) в (1) и выполнения нормировки получаем следующее выражение:

$$\begin{aligned} \frac{I(\tau)}{\frac{1}{4} \rho g h^2} &\equiv I_1(\tau) = \\ &= \left(1 + \left| \frac{\sin(\pi \cdot \Delta v \cdot \tau)}{\pi \cdot \Delta v \cdot \tau} \right| \cdot \cos \left(\frac{d}{\bar{\lambda}} \cdot \bar{v} \cdot 2\pi \cdot \tau \right) \right). \end{aligned} \quad (3)$$

Выражение (3) позволяет исследовать эволюцию когерентности или эволюцию интерференционных явлений на движущейся случайной поверхности от глубокой воды до портовых сооружений и при условии, что интенсивность данного выражения нормирована к единице. Эволюция когерентности позволяет предложить уже определённую численную модель закона распространения согласованности или связности значений интенсивности случайных колебательных процессов на поверхности воды. Все особенности когерентности ветрового волнения выражаются посредством интерференции волн. Отмечая, что интерференция влечёт модуляцию волн, а множитель $|\gamma(\tau)|$ описывает эту модуляцию, рассмотрим три вида изменения профиля свободной поверхности, которые характеризуют в некоторой степени закон распространения явления когерентности на подходах к порту. Это одиночные волны, модулированные случайные стационарные (МСС) волны и квазимонохроматические (когерентные) волны — волны Стокса в приближении 5-го порядка Kim С. Н. (1995). Эти три вида изменения профиля описываются одним выражением (3). Формула (3) описывает непрерывный волновой процесс от глубокой воды до зоны обрушения волн. Но в этом непрерывном процессе возникают качественные скачки. Так, мористая граница влияния донного рельефа создаёт явление, которое можно определить как бифуркацию трёхмерного движения морских волн в двумерное движение одиночных волн (плоские волны) на отмели. Покажем это на следующих примерах работы численной модели (3).

1. Образование одиночной волны.

Ширина спектра ветрового волнения $\Delta v = 0,022 \text{ с}^{-1}$; средняя частота спектра $\bar{v} = 0,19 \text{ с}^{-1}$; коэффициент формы волны (2) $K_3 = 0,05$. В этом случае уравнение (3) принимает вид

$$I_1(\tau) = 1 + \left| \frac{\sin(0,0691\tau)}{0,0691\tau} \right| \cos(0,05969\tau). \quad (4)$$

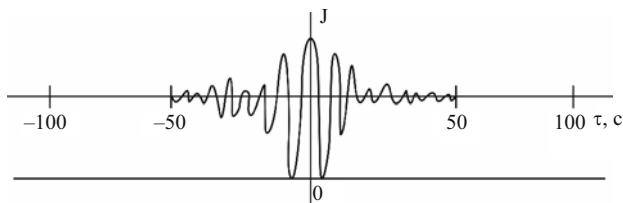


Рис. 3. Нелинейный профиль ветрового волнения на глубокой воде:

$\Delta \nu$ — ширина спектра; $\bar{\nu}$ — средняя частота; $\Delta \nu = 0,073 \text{ с}^{-1}$; $\bar{\nu} = 0,21 \text{ с}^{-1}$; $d = 100 \text{ м}$; $\lambda = 100 \text{ м}$; d — глубина воды; $\bar{\lambda}$ — средняя длина волн

Задавая τ в диапазоне $-200 < \tau < +200 \text{ с}$, получаем графическое изображение одиночной волны (солитона) на отмели (рис. 1, 2).

2. *Образование МСС волн (частично когерентные волны).*

Сохраняя предыдущие значения ширины спектра и средней частоты (рис. 1), изменим только коэффициент формы волны K_3 , пусть $K_3 = 1$. В этом случае выражение (3) принимает вид

$$I_1(\tau) = 1 + \left| \frac{\sin(0,0691 \cdot \tau)}{0,0691 \cdot \tau} \right| \cdot \cos(1,1932 \cdot \tau). \quad (5)$$

Графическое изображение численной модели (5) становится иным. Наблюдается сильная модуляция поверхности частично когерентного волнения. Следовательно, изменение коэффициента формы волны K_3 приводит к появлению качественного скачка, т.е. бифуркации, от МСС волн к одиночным волнам (рис. 1, 2).

Если при $K_3 = 1$, принимать различные значения спектральных характеристик, то модуляция интерференционной картины на поверхности частично когерентного волнения, в общем, сохраняется. Но при этом наблюдаются изменения в сторону увеличения или уменьшения области когерентности на глубокой воде в зависимости от значений спектральных характеристик. Если при неизменных спектральных характеристиках (как на рис. 2) принять условие глубокой воды ($d = 100 \text{ м}$), то графическое изображение на рис. 2 резко изменяется и принимает вид, представленный на рис. 3. Из сопоставления рис. 3 и 2 видно, как изменяется профиль волны при её распространении с глубокой воды в сторону порта, но при постоянных значениях её спектральных характеристик.

Если на глубокой воде наблюдается существенно нелинейное ветровое волнение (рис. 3), то в береговой зоне эта нелинейность выполняет бифуркацию в солитон, т.е. в плоскую волну (рис. 2). Профиль МСС волны на глубокой воде при иных спектральных характеристиках (рис. 5) генерирует тот

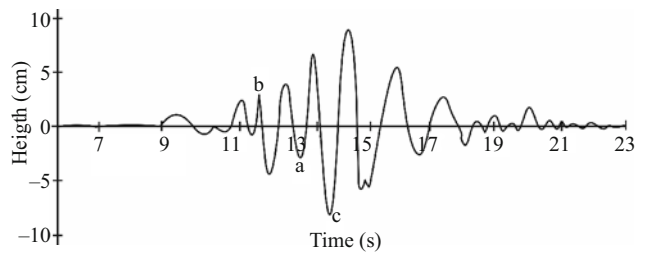


Рис. 4. Transient (group) wave: нелинейная моделированная (высота волны $h = 25 \text{ см}$, период $T = 1,30 \text{ с}$) мимолетная, случайная, несимметричная (точки a, b, c) группа волн

же солитон на мелководье (рис. 1). Профиль когерентной волны (рис. 8) не генерирует солитон.

3. *Образование когерентных (квазимонохроматических) волн, или волн Стокса в приближении 5-го порядка.*

Если в исходное уравнение (3) подставить значение ширины спектра $\Delta \nu = 0,001 \text{ с}^{-1}$ и значение средней частоты $\bar{\nu} = 0,1 \text{ с}^{-1}$ при $K_3 = 1$, то получаем следующую зависимость:

$$I_1(\tau) = 1 + \left| \frac{\sin(0,00314 \cdot \tau)}{0,00314 \cdot \tau} \right| \cdot \cos(0,628 \cdot \tau). \quad (6)$$

Графическое изображение выражения (6) представляет собой квазимонохрому (рис. 8).

При обсуждении значений численной модели, представленной на рис. 1 – 6, можно выделить особенности генерирования МСС волнами солитонов на отмели при следующих значениях коэффициентов α и β (рис. 10, 11):

1) если $\alpha = \beta$, то возникает уединённая волна (солитон) на отмели. Подставляя значения этих коэффициентов (рис. 1, 2), получим

$$\pi \cdot \Delta \nu = \frac{d}{\bar{\lambda}} \cdot \bar{\nu} \cdot 2\pi \quad (7)$$

или

$$\frac{1}{2} \frac{\Delta \nu}{\bar{\nu}} = \frac{d}{\bar{\lambda}}. \quad (8)$$

Пусть $\bar{\lambda} = 100 \text{ м}$; ... $d = 15,0 \text{ м}$ — мористая граница отмели. В этом случае после подстановки в (8) имеем следующее значение отношения спектральных характеристик на мористой границе отмели:

$$\frac{1}{2} \frac{\Delta \nu}{\bar{\nu}} = \frac{15}{100} = 0,15. \quad (9)$$

На самой отмели при $d = 5 \text{ м}$ имеем

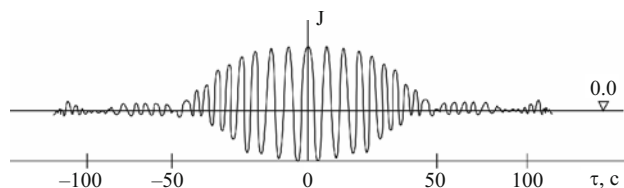


Рис. 5. Фрагмент нелинейного профиля ветрового волнения на глубокой воде (нерегулярные волны Стокса [10]): Δv — ширина спектра; \bar{v} — средняя частота; $\Delta v = 0,022 \text{ с}^{-1}$; $\bar{v} = 0,21 \text{ с}^{-1}$; $d = 100 \text{ м}$; $\bar{\lambda} = 100 \text{ м}$; d — глубина воды; $\bar{\lambda}$ — средняя длина волн

$$\frac{1}{2} \frac{\Delta v}{\bar{v}} = \frac{5,0}{100} = 0,05 \quad (10)$$

или

$$\frac{\Delta v}{\bar{v}} = 0,1. \quad (11)$$

Следовательно, солитон образуется на отмели в том случае, если отношение ширины энергетического спектра к спектральной частоте при его максимуме равно 0,1.

Известно [2, 9, 10], что волны, распространяясь с глубокой воды в сторону берега, вступают в прибрежную, мелководную зону моря, где начинается непрерывный процесс изменения всех характеристик волнения, получивший название трансформации волн на мелководье. Прежде всего изменяется характер волнения: трёхмерное движение волн в направлении уменьшающихся глубин превращается в двумерное, т.е. в плоские волны. Поэтому на мелководье волны имеют вид очень длинных гребней, примерно параллельных друг другу. При этом энергия волн не рассеивается, а взаимодействие прямой и отражённой волны не гасит друг друга, и происходит взаимный обмен их энергиями. После чего прямая и отражённая волны продолжают распространяться, каждая в своём направлении. Описанный таким образом волновой процесс является подобным взаимодействию частиц, что и послужило основанием к определению одиночной волны как солитон, т.е. как волны, подобной частицам.

Одновременно с изменением внутренней структуры меняется и форма профиля волны при её движении в сторону берега: крутизна переднего склона возрастает, крутизна заднего склона уменьшается (рис. 13, 14);

2) если $\alpha < \beta$, то образуются модулированные случайные волны (м. с. в.). Крайним случаем этих волн являются некогерентные (нерегулярные) волны, графическое изображение которых показано на рис. 3. Похожие результаты при моделировании не-

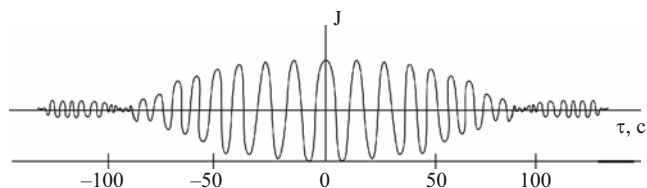


Рис. 6. Влияние спектральных характеристик ветрового волнения на фрагмент нелинейного профиля ветрового волнения: Δv — ширина спектра; \bar{v} — средняя частота; $\Delta v = 0,01 \text{ с}^{-1}$; $\bar{v} = 0,1 \text{ с}^{-1}$; $d = 100 \text{ м}$; $\bar{\lambda} = 100 \text{ м}$; d — глубина воды; $\bar{\lambda}$ — средняя длина волн

регулярных волн на воде представлены на рис. 4 и 7, которые взяты из работы [11];

3) если $\alpha \rightarrow 0$, $\beta = \text{const}$, то наблюдаются квази-монохроматические волновые процессы. Графическое изображение когерентной волны представлено на рис. 8. Обнаружено графическое сходство с моделированной волной, представленной на рис. 9.

Общий вид схематического изображения эволюции профиля ветрового волнения от глубокой воды до зоны обрушения представлен на рис. 12. Из рисунка видно влияние донного рельефа на изменение профиля волнения на отмели. На основании анализа численной модели была построена аналитическая модель когерентного ветрового волнения. Эта модель единым образом описывает волновые воздействия на портовые ограждающие сооружения, располагающиеся на различных глубинах [3, 4, 5].

Итак, как показывает данная численная модель, частично когерентная волна на отмели, испытывая бифуркацию, порождает локальное возмущение на поверхности воды, подобное импульсу или солитону. Можно сказать, что МСС волны, выходя на мелководье, порождают солитоны.

Для более подробного знакомства с солитоном рассмотрим работу А. Ньюэлла [6]. Солитон является драматической новой концепцией в нелинейной теории. В нём на классическом уровне реализуется объект, существование которого специалисты по теории поля постулировали многие годы: локальный бегущий волновой импульс, компактная когерентная структура, удивительно устойчивое решение полевых уравнений и частицеподобные свойства. Солитон является существенно нелинейным и возникает благодаря равновесию двух сил: одна из них линейна и стремится размазать импульс, другая является нелинейной и сжимает его. До появления солитона физики часто говорили о волновых пакетах и фотонах, которые являлись решением линейного не зависящего от времени уравнения Шрёдингера. Но такие пакеты всегда будут расплываться за время обратно пропорциональное квадрату ширине пакета в k -пространстве. Нелинейность существенна для прекращения и уравновешивания дисперсионного расплывания. В одно-

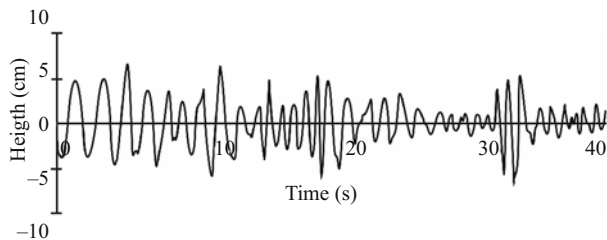


Рис. 7. Stokes — like nonlinear irregular wave:

моделированные (высота волны $h = 15,5$ см, период $T = 1,10$ с) нелинейные нерегулярные волны, как их представляет в натуре Стокс

мерном пространстве (плоские волны) взаимодействие дисперсии и сжатия волновых пакетов описывается нелинейным уравнением Шрёдингера (НУШ), которое описывает эволюцию огибающей цуга волн (в системе координат, движущейся с групповой скоростью несущей волны). Оно является универсальным уравнением нелинейной физики [1, 2, 6, 7, 10, 11] и возникает в огромном разнообразии ситуаций: в нелинейной оптике [1, 7], в теории волн на глубокой воде [2, 10] и т.д. Оно не только универсально. Легко предсказать условия, при которых оно возникает, например условие возникновения генерации солитона на отмели, для гравитационных волн на поверхности воды. Этими условиями, как показывает данная статья, являются изменяющиеся глубины в прибрежной, мелководной зоне, элементы волн и ширина энергетического спектра ветрового волнения.

Хотя НУШ первым появился среди солитонных уравнений, но родоначальником стало не оно, а знаменитое уравнение Кортевега — де Фриза (КдФ) [1, 6, 7]. В КдФ нелинейность порождает тенденцию к опрокидыванию волны и появлению сходимости в семействе характеристик линейного волнового уравнения [1, 2, 10] и поэтому стремление к возникновению за короткое время бесконечных пространственных производных. С другой стороны, дисперсия сглаживает процесс, расщепляя всё более крутой фронт в цуг импульсов или солитонов. Уравнение КдФ также встречается повсюду, и, как и для НУШ, можно сформулировать условия,

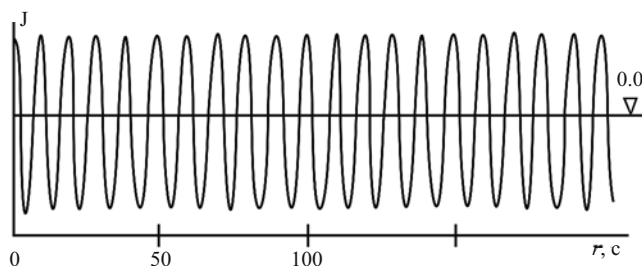


Рис. 8. Квазимонохроматическая (когерентная) волна (регулярная волна), подобная волне Стокса 5-го порядка приближения [10] на взволнованной поверхности: $\Delta\nu$ — ширина спектра; $\bar{\nu}$ — средняя частота; $\Delta\nu = 0,001 \text{ с}^{-1}$; $\bar{\nu} = 0,1 \text{ с}^{-1}$; $d = 100 \text{ м}$; $\bar{\lambda} = 100 \text{ м}$; d — глубина воды; $\bar{\lambda}$ — средняя длина волн

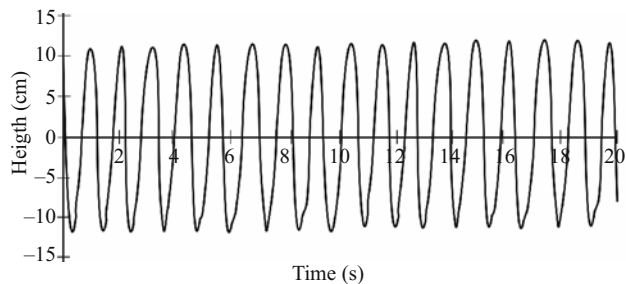


Рис. 9. Stokes 5-th-order-like regular wave: моделированные (высота волны $h = 15,5$ см, период $T = 1,10$ с) нелинейные нерегулярные волны, как их представляет в натуре Стокс

при которых оно возникает. Это уравнение описывает эволюцию волн на отмели, длинные волны в сдвиговых потоках. Итак, солитон представляет собой уединённый бегущий волновой импульс как решение нелинейного дифференциального уравнения в частных производных и с выраженными свойствами устойчивости и поведением, подобным частице [6].

В данной численной модели, что интересно, напротив, солитон возникает на отмели как результат подстановки модулированной случайной стационарной волновой функции (модулированной по амплитуде функции корреляции) в линейное волновое уравнение. Оказывается, это возможно, если принять во внимание некоторую энергетическую волновую субстанцию — взаимную когерентность между возмущениями на свободной поверхности воды, которая распространяется как волна и обладает интерференционными свойствами, и при условии, что для установившихся процессов определение когерентности тождественно определению интенсивности гравитационного ветрового волнения. В данном случае применяются результаты строгой теории частичной когерентности к гравитационным волнам на поверхности воды.

Следует отметить, согласно рис. 1 и 2, 5 и 6, что измеренная трансформация волн по этим рисункам совпадает с данными по трансформации волн, представленными А. А. Смирновым [8]. Согласно этим данным высота волны на глубокой воде примерно в два раза больше высоты волны в мелководной зоне.

Из вышеизложенного следует, что данная численная модель частично когерентного ветрового волнения (1) описывает (по относительно простой зависимости от волновых параметров, характеристик энергетического спектра и глубины воды) различные профили распространяющегося явления когерентности на взволнованной поверхности ветрового волнения. При этом полученные результаты данной численной модели имеют хорошее совпадение с известными численными моделями и лабораторными результатами моделирования, изложенными

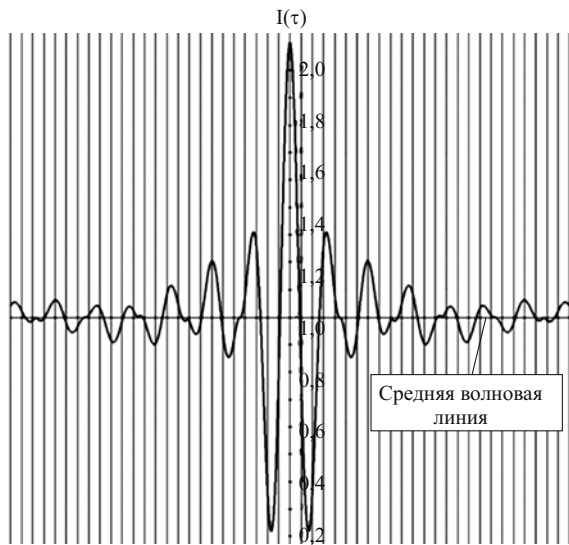


Рис. 10. Мористая зона бифуркации при эволюции МСС волны в солитоны (глубина $d \cong 13$ м)

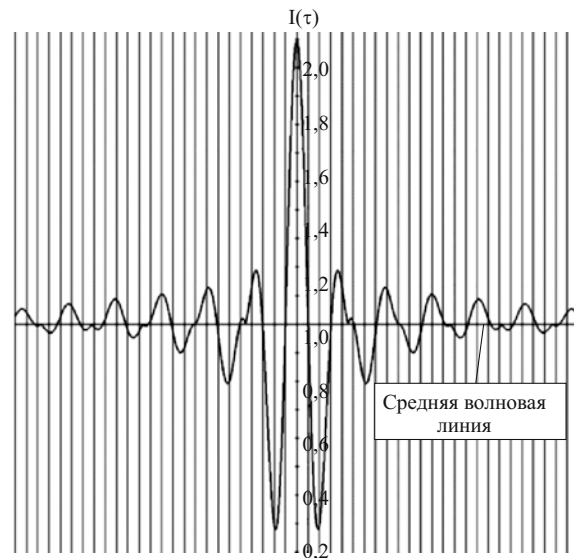


Рис. 11. Мористая зона бифуркации при эволюции МСС волны в солитоны (глубина $d \cong 13$ м, иные спектральные характеристики)

ми в работе С. Н. Kim [11]. Следует отметить существование переходной волны, которая непрерывно связывает модулированные случайные волны с возникновением солитонов на глубинах $d \cong 13...20$ м (рис. 10, 11). Эта случайная волна и является характерным признаком первой крайней точки бифуркации в мористой границе мелководной зоны. Эта точка находится из отношения $d/\lambda = 20/100$ м = 0,5. Вторая крайняя точка бифуркации определяется в береговой границе мелководной зоны из отношения $d/\lambda = 10/100$ м = 0,1 (рис. 1).

Моделирование в масштабе 1:10 выполнялось по Фрудру. Глубина воды в лотке составляла 50 см. Элементы волн 5 %-ной обеспеченности в режиме и 1 %-ной обеспеченности в системе соответствовали реальному жёсткому шторму (на модели высота волны $h_{5\%} = 20$ см) и периоду 2,5 с.

Выводы

1. Трансформация профиля реального морского волнения на подходах к порту рассчитывается на основании определения когерентности ветрового волнения.

2. Когерентность ветрового волнения — это положительно определяемая, при некотором законе распространения, величина согласованности, связности значений интенсивностей случайных колебательных процессов или возмущений на свободной поверхности моря.

3. Случайные колебательные процессы или возмущения на поверхности моря не совершают поступательных перемещений.

4. Взаимная когерентность между случайными колебательными процессами или возмущениями распространяется в форме волны и обладает интерференционными свойствами. Взаимная когерент-

ность для реальных физических процессов имеет энергетический смысл, поэтому определение “некоторый закон распространения” в данной статье раскрывается как “волновое распространение энергии гравитационных волн на поверхности воды”.

5. Математическое выражение профиля частично когерентного ветрового волнения является характеристикой распространения когерентности.

6. Численное и аналитическое выражения профиля частично когерентного ветрового волнения описывают трансформацию морского волнения на подходах к порту от глубокой воды до границ обрушения волн.

7. Трансформация профиля представляет эволюцию морского волнения от модулированных случайных стационарных волн, существующих на глубокой воде, к одиночным волнам или солитонам, существующим на подходах к порту.

8. На глубинах 13 – 20 м происходит бифуркация модулированных случайных волн к солитонам.

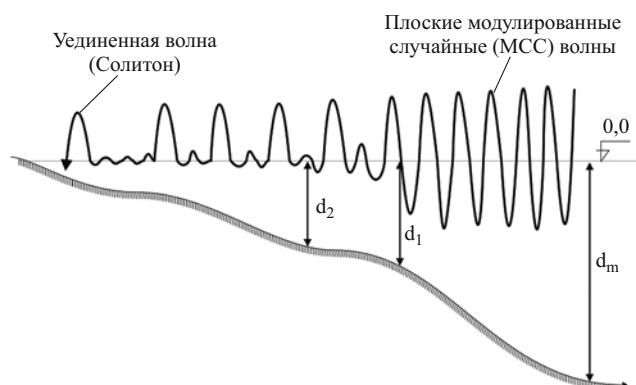


Рис. 12. Схематическое изображение эволюции профиля частично когерентного ветрового волнения на отмели



Рис. 13. Лабораторное моделирование изменения формы профиля волны при её движении в сторону порта

9. Справедливость трансформации волн на подходах к порту подтверждают результаты сравнения предлагаемой модели волнения на акватории порта с лабораторными и натурными данными, выполненными различными авторами.

10. Предлагаемая аналитическая модель позволяет вычислять силовое воздействие волн на вертикальный гравитационный цилиндр, диаметр которого соизмерим с длиной исходной волны. При этом данная модель справедлива для цилиндров, устанавливаемых как на глубокой воде, так и на мелководье.

Список литературы

1. Борн М., Вольф Э. Основы оптики. — М.: Наука, 1973.
2. Кочин М. Е., Кибель И. А., Розе Н. В. Теоретическая гидромеханика. — М.-Л.: Гостехиздат, 1955. Ч. 1.



Рис. 14. Лабораторное моделирование формы волны при её движении в сторону порта: крутизна переднего склона возрастает, крутизна заднего склона уменьшается

3. Кузьмин Г. П. Дифракция частично когерентного ветрового волнения на вертикальной цилиндрической опоре большого диаметра для морских буровых платформ // Гидротехническое строительство. 2004. № 12.
4. Кузьмин Г. П. Интерференция и дифракция при воздействии частично когерентного волнения на сооружения // Гидротехническое строительство. 2006. № 5.
5. Кузьмин Г. П. Некоторые особенности в проектировании морских гидротехнических сооружениях // Гидротехническое строительство. 2010. № 4.
6. Ньюэл А. Солитоны в математике и физике. — М.: Мир, 1989.
7. Рытов С. М. Введение в статистическую радиофизику. Ч. 1: Случайные процессы. — М.: Наука, 1976.
8. Смирнов А. А. Некоторые вопросы трансформации двумерного и трёхмерного волнения на пологих склонах // Труды координационных совещаний по гидротехнике. — М.: Энергия, 1969. Вып. 50. С. 203 – 208.
9. Смирнов Г. Н. Океанология. — М.: Высшая школа, 1987.
10. Сретенский Л. Н. Теория волновых движений жидкости. — М.: Наука, 1977.
11. Kim C. H. Recent Progress in Numerical Wave Tank Research: A Review. // Proc. 5th Int. Offshore and Polar Eng. Conf., The Hague, The Netherlands, 1995. Vol. 3. pp. 1 – 9.

Самоаэрация потока в открытом русле

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

Полагается, что причиной самоаэрации потока в открытом русле является превышение турбулентного нормального напряжения над весовым давлением. На этом основании устанавливается критерий начала самоаэрации. Предложена расчетная четырехслойная модель аэрированного потока. И предлагается использовать уравнение турбулентной диффузии для вычисления распределения по нормали ко дну концентрации воздуха. Результаты сопоставлены с экспериментальными распределениями концентраций и получено удовлетворительное соответствие.

Ключевые слова: быстрое течение, самоаэрация, турбулентное нормальное напряжение, критерий начала самоаэрации, распределение концентрации воздуха по глубине потока.

Самоаэрация высокоскоростных потоков в открытых каналах, вызываемая вертикальными пульсациями скорости воды, описывается, как правило, как разрушение свободной поверхности объемами жидкости, которые при турбулентном движении подходят к свободной поверхности с ненулевой вертикальной скоростью [1, 2]. Объяснение самоаэрации потерей устойчивости свободной поверхности [3], которая рассматривается как граница двух жидкостей (вода и воздух), движущихся с различными скоростями, следует считать неубедительным, так как без существования турбулентного режима вблизи свободной поверхности (например, при истечении через водослив в быстрое течение до достижения свободной поверхности турбулентным пограничным слоем, возникающим на дне) самоаэрация не возникает.

Как показано в [4], начало самоаэрации можно оценить, используя осредненную модель Рейнольдса–Буссинеска турбулентного потока. Здесь следует иметь в виду, что в осредненной модели турбулентного потока свободная поверхность при продольно-однородном движении является плоской поверхностью тока. Свободная поверхность действительного (не модельного) турбулентного потока не может быть строго плоской и не является поверхностью тока, так как она возмущается объемами жидкости, движущимися с вертикальными пульсационными скоростями, которые отличны от нуля вплоть до самой поверхности [5]. По этой причине для слоя жидкости, примыкающего к свободной поверхности, уравнения Рейнольдса следует применять с соответствующими коррективами.

Турбулентное нормальное напряжение в неаэрированном потоке в открытом русле

Рассмотрим турбулентное продольно-однородное движение воды в открытом широком прямоугольном русле с продольным уклоном $i = \sin\theta$, в средней по ширине части которого поток можно считать плоским, оси координат показаны на рис. 1. Выделим в этом потоке прямоугольный призматический элемент с основанием, расположенном на расстоянии от дна; сверху призма ограничена сво-

бодной поверхностью. Проекция веса этой призмы на ось z

$$G_z = \rho_w g (h_0 - z) \cos\theta dx dy, \quad (1)$$

где ρ_w — плотность воды; g — ускорение свободного падения; h_0 — глубина потока, уравнивается нормальной силой, действующей на основание призмы. Обозначим напряжение этой силы p_{zz}^g и назовем его весовым напряжением, на что указывает индекс g . Для осредненной модели турбулентного потока из уравнений Рейнольдса [5] следует:

$$p_{zz}^g = -\bar{p} + p_{zz}^T, \quad (2)$$

где \bar{p} — осредненное гидродинамическое давление; p_{zz}^T — турбулентное нормальное напряжение Рейнольдса.

Из условия равновесия выделенного элемента имеем:

$$\rho_w g (h_0 - z) \cos\theta = \bar{p} - p_{zz}^T. \quad (3)$$

В уравнениях Рейнольдса напряжения p_{zz}^T являются обозначением величины $(-\rho_w \overline{u'_z{}^2})$, где u'_z —

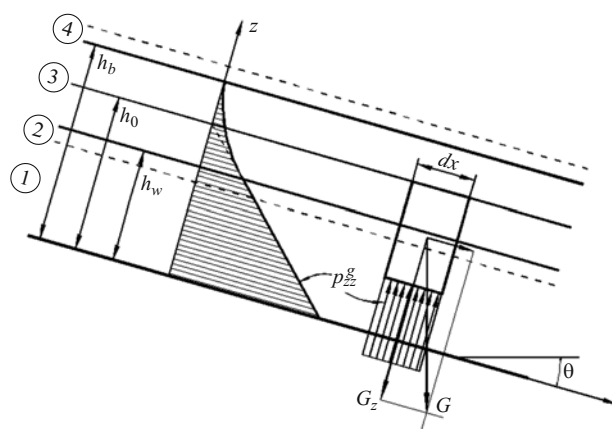


Рис. 1. Схематизация аэрированного потока; слой: 1 — придонный; 2 — промежуточный; 3 — аэрированный; 4 — капельный; расчетный элемент потока

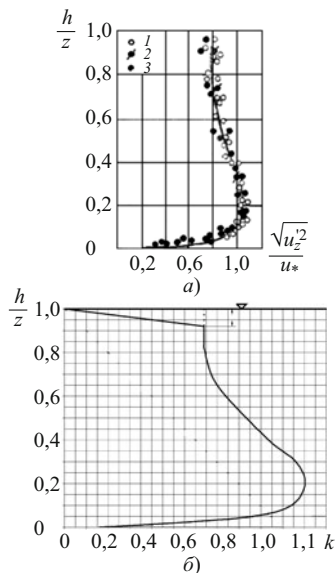


Рис. 2. Зависимость от расстояния до дна: *а* — стандарта вертикальной пульсационной скорости; *б* — универсальной функции k

проекция на ось u'_z пульсационной скорости. Вместе с тем, замена величины $(-\rho_w \overline{u'_z{}^2})$, т.е. плотности турбулентного потока количества движения через контрольную поверхность, на плотность распределения нормальной силы, действующей на эту поверхность в осредненной модели турбулентного потока (т.е. напряжение p_{zz}^T), имеет определенные ограничения. Например, в продольно-однородном сдвиговом потоке жидкости поперечный турбулентный перенос количества движения может интерпретироваться как импульс силы (в осредненной модели), если элементарный объём жидкости ΔV , имеющий проекцию количества движения на ось z , равную $\rho_w u'_z \Delta V$, выйдя из одного слоя со скоростью u'_z , смешается с жидкостью в соседнем слое и уменьшит проекцию u'_z своей скорости до нуля. Расстояние l по оси z , на котором это произойдет, называется путем смещения, и оно равно расчетной толщине соседнего слоя.

Эту длину, расширяя аналогию Рейнольдса [6], можно принять равной длине пути смещения, используемой при полуэмпирическом описании турбулентного сдвигового потока для оценки поперечного переноса количества движения, обусловленного неоднородностью поля осредненной скорости.

Как известно [6], в придонном логарифмическом слое, который имеет толщину $0,2h_0$, длина пути смещения $l = \kappa z$, где $\kappa = 0,4$ — постоянная Кармана. Примем, что вне логарифмического слоя поток имеет структуру, близкую к однородной (свободная турбулентность), и длину пути смещения можно считать постоянной и равной её значению

на верхней границе логарифмического слоя $l = \kappa 0,2h_0 = 0,08h_0$.

Экспериментальная зависимость стандарта вертикальной пульсационной скорости $\sqrt{u'_z{}^2}$ от z , взятая из [6] и представленная на рис. 2, *а*, показывает, что величина $(-\rho_w \overline{u'_z{}^2})$ отлична от нуля вплоть до свободной поверхности. Вместе с тем элементарные объёмы, находящиеся от свободной поверхности на расстояниях, меньших l идвигающиеся вдоль оси z со скоростью u'_z , не имеют слоя толщиной l , с которым они должны смешаться, чтобы передать своё количество движения, обусловленное скоростью u'_z . Эти объёмы возмущают свободную поверхность, на которой и избыточное гидродинамическое давление \bar{p} , и весовое p_{zz}^g и турбулентное p_{zz}^T напряжения равны нулю. Имея это в виду, примем, что в поверхностном слое толщиной l нормальное турбулентное напряжение p_{zz}^T с увеличением z уменьшается от значения $(-\rho_w \overline{u'_z{}^2})$ в точке с координатой $z = h_0 - l$ до нуля на свободной поверхности. Учитывая, что критерии Рейнольдса и Фруда практически не влияют на зависимость $\sqrt{u'_z{}^2}$ от z в открытых руслах, для (5) введем универсальную функцию $k = k(z/h_0)$, представленную на рис. 2, *б*:

$$k = \begin{cases} \frac{\overline{u'_z{}^2}}{u_*^2} & \text{при } 0 < z < h_0 - l \\ 0,64 \frac{h_0 - z}{l} & \text{при } h_0 - l < z < h_0, \end{cases} \quad (4)$$

где u_* — динамическая скорость. Используя эту функцию, представим p_{zz}^T в виде:

$$p_{zz}^T = -k \rho_w u_*^2 = k p_{zx}^0, \quad (5)$$

где p_{zz}^0 — касательное напряжение на дне русла

$$p_{zx}^0 = \rho_w g h_0 \sin \theta. \quad (6)$$

При продольно-однородном движении в открытых руслах [5]

$$u_*^2 = \frac{\lambda}{8} v^2, \quad (7)$$

где λ — коэффициент гидравлического трения; v — средняя скорость потока жидкости.

Начало самоаэрации

Рассмотрим изменение характеристики потока в широком прямоугольном лотке при увеличении продольного уклона дна i ; при каждом i в лоток бу-

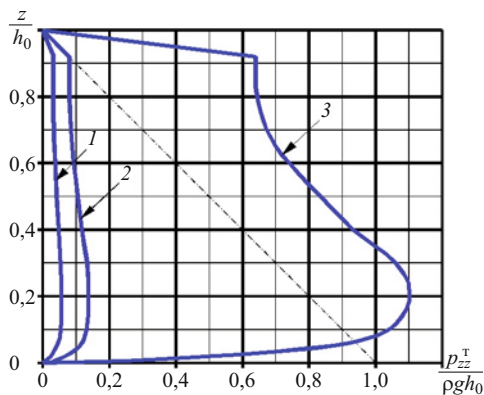


Рис. 3. Соотношение турбулентных напряжений p_{zz}^T (синие линии) и весового напряжения p_{zz}^g (штриховая линия) при: 1 — устойчивом; 2 — критическом; 3 — неустойчивом состоянии свободной поверхности

дет подаваться расход, обеспечивающий продольно-однородное движение с глубиной h_0 .

В терминах осредненной модели турбулентного потока процесс самоаэрации потока в открытом русле представляется следующим образом. На начальном участке при поступлении невозмущенной воды из резервуара в быстроток на дне русла возникает ламинарный, а ниже по течению турбулентный пограничный слой, в котором нормальные к дну нормальные турбулентные напряжения отклоняют (уменьшают) значение осредненного гидродинамического давления от весового, обусловленного силой тяжести. После выхода пограничного слоя на свободную поверхность в быстротоке возникает продольно-однородное движение.

При маленьких уклонах дна i значение p_{zz}^0 мало, и в соответствии с (5) малы значения $|p_{zz}^T|$. Следовательно, нормальные к поверхности дна напряжения, обусловленные весом воды $|p_{zz}^g| = \rho_w g (h_0 - h_w) \cos \theta > |p_{zz}^T|$, и согласно (1) осредненное гидродинамическое давление $\bar{p} > 0$ по всей глубине (рис. 3). При больших значениях уклона i турбулентное напряжение $|p_{zz}^T|$ на глубине, большей l может превысить весовое напряжение, что согласно (1) обуславливает давление $p < 0$, таким образом на участке нормали ко дну, где $|p_{zz}^g| < |p_{zz}^T|$ возникает вакуум, благодаря которому в поток вовлекается атмосферный воздух, т.е. поток аэрируется. Критическое состояние потока, при котором аэрация может начаться, имеет место, когда $p_{zz}^g = p_{zz}^T$ при $z = h_0 - l$ (рис. 3). Этому условию, согласно (3) при $\bar{p} = 0$, соответствует равенство

$$\rho_w g l \cos \theta = k p_w u_*^2. \quad (8)$$

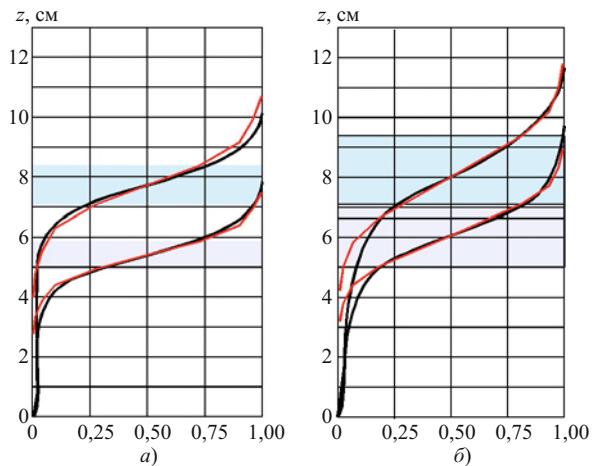


Рис. 4. Сопоставление расчетных (красная линия) и экспериментальных (черная линия) распределений концентрации воздуха по нормали ко дну; а — $\theta = 7,5^\circ$; б — $\theta = 15^\circ$ серым цветом показан аэрированный слой в гладком русле, голубым — в шероховатом

Принимая $l = 0,08h_0$ и $k = 0,65$ (рис. 2, а), получим критерий начала аэрации

$$Fr_\theta \equiv \frac{v^2}{g h_0 \cos \theta} = \frac{1}{\lambda}. \quad (9)$$

Как показано в [4], этот критерий согласуется с критерием, проверенным в натуральных условиях [3].

В продольно-однородном потоке этому критерию соответствует продольный уклон дна, следующий из равенств (6) и (8)

$$\rho_w g l \cos \theta = k p_w g h_0 \sin \theta,$$

из которого следует

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{k h_0}{l} = 0,125.$$

При этом $\vartheta = 7,1^\circ$, что согласуется с минимальным значением $\vartheta = 7,5^\circ$, при котором исследована самоаэрация [7, 8].

Схематизация продольно-однородного аэрированного потока

Используя экспериментальные данные о структуре аэрированного потока [1, 2], представим на рис. 1 следующую четырехслойную модель.

Придонный слой $0 < z < h_w$; пузырьки воздуха в нём отсутствуют, структура потока (поле осредненной и пульсационных скоростей) определяется взаимодействием потока с дном русла; распределение осредненного давления в живом сечении (ортогональном дну) гидростатическое.

Пузырьковый слой $h_w < z < h_{wa}$. В этот слой вовлекаются пузырьки воздуха из расположенного

выше аэрированного слоя; концентрация воздуха c здесь невелика, так что пузырьки не оказывают существенного влияния на структуру турбулентного потока и могут рассматриваться, как пассивная примесь. Эти пузырьки переносятся хаотически движущимися с пульсационными скоростями объёмами воды, и распределение объемной концентрации c воздуха по нормали ко дну допустимо описывать с помощью полуэмпирического уравнения турбулентной диффузии. Для продольно-однородных условий вне придонного логарифмического слоя имеем [5]:

$$c = c_{wa} \exp\left(-\frac{w}{K_{zz}}(h_{wa} - z)\right), \quad (10)$$

где K_{zz} – коэффициент турбулентной диффузии; w – отрицательная гидравлическая крупность пузырьков (скорость их равномерного всплывания без взаимодействия с соседними пузырьками), которая зависит только от диаметра пузырьков; c_{wa} – объемная концентрация воздуха на верхней границе промежуточного слоя.

Аэрированный слой $h_{wa} < z < h_{aw}$; в этом слое количество воздуха настолько велико, что его (воздух) нельзя рассматривать как примесь; смесь воды и воздуха следует рассматривать как сплошную среду с плотностью $\rho_b = \rho_w(1 - c)$, где объемная концентрация воздуха, которая уменьшается от значения c_{wa} на границе с промежуточным слоем до c_{aw} на верхней границе аэрированного слоя. Для простоты примем, что между этими значениями концентрация изменяется линейно. Так как объём пузырьков воздуха, проникших в пузырьковый слой, согласно экспериментальным данным, близок к объёму капель воды в капельном слое (см. ниже), объём воды в аэрированном слое практически равен объёму воды, соответствующему разности глубин $(h_0 - h_{aw})$:

$$\int_{h_{wa}}^{h_{aw}} \rho_b dz = \rho_w(h_0 - h_{wa}).$$

Весовое напряжение в аэрированном слое определяется зависимостью

$$p_{zz}^g(z) = \int_z^{h_{aw}} \rho_b g \cos \theta dz = \int_z^{h_{aw}} \rho_w(1 - c(z))g \cos \theta dz.$$

На границе аэрированного и промежуточного слоёв имеем

$$\rho_w g(h_0 - h_{wa}) = \int_{h_{wa}}^{h_{aw}} \rho_w(1 - c(z))g \cos \theta dz.$$

Избыточное гидродинамическое давление в аэрированном слое равно нулю, так как воздух, вовлеченный из атмосферы, ликвидирует вакуум. Это условие позволяет установить значение h_{wa} , используя условие $p_{zz}^g = p_{zz}^T$, которое должно выполняться при $z = h_{wa}$

$$\rho_w g(h_0 - h_{wa}) \cos \theta = \rho_w g h_0 \sin \theta.$$

Из этого равенства получим

$$h_{wa} = h_0(1 - ktg\theta). \quad (11)$$

Отметим, что зависимость (11) для h_{wa} неявная, так как $k = k(h_{wa}/h_0)$. Значение c_{wa} определим из условия гладкости зависимости $c = c(z)$, (см. эксперименты [7]):

$$\left. \frac{\partial c}{\partial z} \right|_{z=h_{wa}} = \frac{0,5 - c_{wa}}{h_0 - h_{wa}}. \quad (12)$$

Используя (10), получим

$$c_{wa} = \frac{0,5}{1 + \frac{wktg\theta}{K_{zz}}}. \quad (13)$$

Для определения c_{aw} , воспользуемся предложенной выше линейной зависимостью $c = c(z)$ в пределах аэрированного слоя; в результате имеем:

$$c_{aw} = 1 - c_{wa}.$$

Капельный слой $h_{wa} < z < h_a$; это слой атмосферного воздуха, который увлекается аэрированным потоком воды; в этот слой вовлекаются капли воды, которые можно считать пассивной примесью, не оказывающей существенного влияния на плотность смеси в этом слое. Давление в этом слое равно атмосферному p_a , и, следовательно, можно считать, что избыточное давление на верхней границе аэрированного слоя равно нулю. Здесь концентрация воздуха с возрастанием z увеличивается от c_{wa} до 1,0.

Сопоставление результатов расчета с экспериментальными данными

Сопоставим рассчитанную по предложенным выше зависимостям концентрацию воздуха с экспериментами, представленными в [7], для двух значений угла θ : $\theta = 7,5^\circ$ и $\theta = 15^\circ$. При каждом угле измерения проводились в гладком и шероховатом руслах, а аэрированный слой не соприкасался с

дном ($h_w > 0$), что соответствует принятой в статье схематизации аэрированного потока. Отметим, что уклон $\theta = 7,5^\circ$ является минимальным из исследованных, при котором возникает самоаэрация; при этом согласно (11) $h_0 - h_{wa} = kh_0 \operatorname{tg} \theta = 0,087h_0$. Это показывает, что принятое выше значение длины пути смещения l для нормального турбулентного напряжения, равно значению этой же величины для турбулентного касательного напряжения вне логарифмического слоя $l = 0,08h_0$, является оправданным. Кривые, которыми авторы экспериментов описывают распределение концентрации воздуха, представляют собой двухпараметрические зависимости, параметры которых определяются из этих же экспериментов, т.е. они являются аппроксимацией, не имеющей прямого гидромеханического обоснования. Как видно из рис. 4, в средней части аэрированного потока (в окрестности h_0) экспериментальное распределение концентрации вполне удовлетворительно описывается предлагаемой линейной зависимостью.

Для расчета концентрации воздуха в пузырьковом слое в зависимости (9) введены следующие допущения.

а) Определяющий вклад в концентрацию воздуха вносят самые крупные пузырьки, которые турбулентный поток воды может вовлечь из аэрированного слоя; отрицательная гидравлическая крупность w таких пузырьков принята равной стандарту вертикальной пульсационной скорости $\sqrt{u'_z{}^2}$. Согласно рис. 2, а вне логарифмического слоя при $z > 0,2h_0$ имеем:

$$w = \sqrt{u'_z{}^2} = 0,8u_* \quad (14)$$

б) Так как экспериментальные данные, выбранные из [7] для сопоставления, относятся к поверхностной части открытого потока $z > 0,2h_0$, то было принято, что коэффициент вертикальной турбулентной диффузии k_{zz} постоянен и равен своему значению на верхней границе логарифмического слоя:

$$k_{zz} = ku_* \cdot 0,2h_0 = 0,08u_* h_0 \quad (15)$$

в) Значения c_{wa} и c_{aw} вычислены по зависимостям (12) и (13)

г) Распределение концентрации в капельном слое были приняты без обоснования из соображений обратной симметрии

$$c(z) \Big|_{z>h_{aw}} = 1 - c(h_{aw} + h_{wa} - z) \Big|_{z<h_{wa}} \quad (16)$$

Приведенное на рис. 4 сопоставление представляется вполне удовлетворительным. Заниженные

значения концентрации при $z < h_{wa}$ объясняются тем, что в поток вовлекаются не только крупные пузырьки, соответствующие зависимости (14), но и более мелкие частицы. Введя среднюю гидравлическую крупность $w_{cp} < 0,8\sqrt{u'_z{}^2}$ (заранее неизвестную), можно получить лучшее соответствие расчетных и экспериментальных концентраций.

Совпадение расчетов с экспериментом в капельном слое следует рассматривать как случайное.

Принятая в статье модель самоаэрации позволяет установить критерий образования полностью (до дна) аэрированного потока. Для этого следует в зависимости (5) положить, что вблизи дна турбулентное нормальное напряжение равно весовому напряжению:

$$p_{zz}^T = \rho_w g h_0 \cos \theta \quad (17)$$

Согласно рис. 2 вблизи дна $k \approx 1$, при этом:

$$p_{zz}^T = p_{zx}^0 = \rho_w u_*^2 \quad (18)$$

Подставим (18) в (17), имеем

$$p_{zx}^0 = \rho u_*^2 = \rho_w g h_0 \cos \theta \quad (19)$$

Используя (7), получим из (19) искомый критерий:

$$\operatorname{Fr}_\theta \equiv \frac{v^2}{g h_0 \cos \theta} = \frac{8}{\lambda} \quad (20)$$

При значениях Fr_θ больших, чем $8/\lambda$, поток будет полностью (до дна) аэрирован. Если в (19) подставить (6), то для продольно однородного потока получим равенство:

$$\rho_w g h_0 \sin \theta = \rho_w g h_0 \cos \theta,$$

из которого следует, что в русле с уклоном дна $\theta = 45^\circ$ продольно однородный поток будет полностью аэрирован. Это оценка подтверждается экспериментом [8].

Вывод

В терминах осредненной модели турбулентного потока процесс самоаэрации открытого потока возникает вследствие вакуума, который образуется вблизи свободной поверхности, если турбулентные нормальные напряжения превосходят весовое давление. Используя хорошо изученные опубликованные экспериментальные характеристики турбулентного потока, получен критерий начала самоаэрации в продольно-однородном потоке. Предло-

жены четырехслойная модель аэрированного потока и способ расчета распределения концентрации воздуха по нормали к дну в случае частичной (не достигающей дна) аэрации. Результаты расчета удовлетворительно согласуются с экспериментальными данными. Получена оценка уклона дна русла, при котором возникает полностью аэрированный поток.

Список литературы

1. Lane E. W. "Entrainment of Air in Swiftly Flowing Water", Civil Engineering, Vol. 9, No. 2, pp. 88 – 91. February 1939.
2. Halbronn G. "Etude de la mise en regime des ecoulements sur les ouvrages a forte pente, application au problem de l'entrain-

ment d'air", La Houille Blanche, No. 1, pp. 21 – 40; No. 3, pp. 347 – 371; No. 5, pp. 702 – 722. 1952.

3. Гидравлические расчеты водосбросных гидротехнических сооружений. — М.: Энергоатомиздат. 1988. — 624 с.
4. Гиргидов А. Д. Турбулентное нормальное напряжение и самоаэрация потока в открытых руслах. // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 2010. т. 260.
5. Боровков В. С. Русловые процессы и динамика речных потоков на урбанизированных территориях. Л.: Гидрометеозидат. 1989. 286 с.
6. Гиргидов А. Д. Механика жидкости и газа (гидравлика). СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2007. 545 с.
7. Anderson A. G. Influence of channel roughness on the aeration of high-velocity open channel flow. IAHR, 11-th Congress, Leningrad, USSR, vol. 1, 1965, № 1.37.
8. Straub L. G., Anderson R. G. Self-aerated flow in open channel. Transaltions ASCE, vol., 125. 1960. pp 456 – 486.

Пути усиления некоторых типов арочных плотин в широких створах

Каганов Г. М., доктор техн. наук,
Волков В. И., кандидат техн. наук, профессора,
Учеваткин А. А., инженер (ФГОУ ВПО МГУП)

Сформулирована задача усиления арочных плотин, имеющих дефекты и повреждения, и выполнены методические расчеты, обосновывающие комплекс конструктивных и технологических мероприятий, позволяющих существенно улучшить напряженно-деформированное состояние и повысить коэффициент запаса сооружения. Получена возможность практической реализации результатов.

Ключевые слова: усиление плотин, напряженно-деформированное состояние, температурное воздействие, трещины.

Актуальной проблемой обеспечения безопасности больших бетонных плотин является разработка комплекса конструктивных и технологических мероприятий, позволяющих выполнять усиление плотин, в том числе и с учетом невозможности полного опорожнения их водохранилищ, что часто имеет место.

Особую актуальность приобретают вопросы усиления сложных, сравнительно тонкостенных конструкций арочных плотин, несущая способность и напряженно-деформированное состояние которых связана со свойствами основания, что в сочетании с трещинами может существенно сказаться на их прочности и устойчивости. Следует отметить также, что для арочных плотин особенно важно отсутствие растягивающих напряжений на верховой грани; поэтому одной из главных задач конструктивных мероприятий, связанных с усилением таких плотин в первую очередь в период эксплуатации, является увеличение сжимающих вертикальных напряжений на верховой грани, которые при наличии горизонтальных трещин не дадут им раскрыться и продвигаться в нижний бьеф.

К сожалению, практически отсутствуют какие-либо целенаправленные методические проработки, связанные с оценкой эффективности достаточно широкого круга конструктивных и технологических мероприятий и их влияния на напряженно-деформированное состояние, и несущую способность арочных плотин. Такие специально направленные методические исследования позволили бы для предварительных или экспертных оценок получать необходимые сведения о влиянии различных типов усиления на напряженно-деформированное состояние и несущую способность арочных плотин. Для эксплуатационного периода имеются разрозненные сведения об исследованиях, проведенных на физической модели одного из вариантов плотины Ингурской ГЭС, плотины Кельн-Брайн, а также некоторые предложения приведенные, например, в [1, 2]. Отдельные схемы усиления, пригодные и для арочных плотин представлены на рис. 1; для строительного периода предложена оптимизация температур замыкания швов [3].

С учетом вышеизложенного, в задачу настоящих исследований входило:

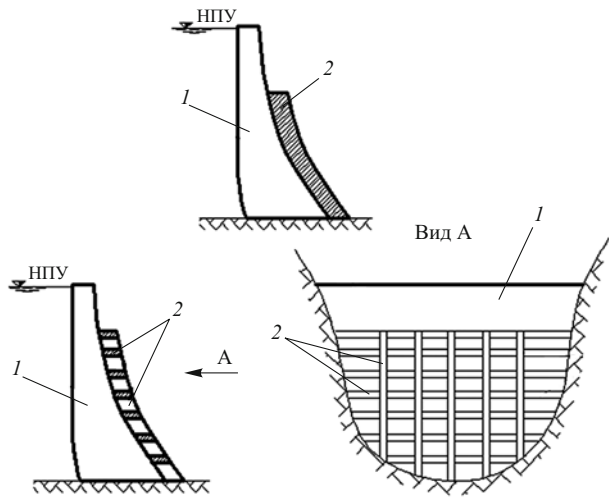


Рис. 1. Некоторые схемы усиления арочных плотин [1]: 1 — существующая плотина; 2 — варианты усиления (арочные пояса и консоли)

рассмотрение отдельных конструктивных мероприятий, связанных с возможным усилением арочных плотин и оценка влияния каждого из них в отдельности и суммарного воздействия на напряженно-деформированное состояние арочной плотины и, в первую очередь, увеличение величины сжимающих напряжений в консолях;

рассмотрение некоторых технологических мероприятий и оценка их влияния на напряженно-деформированное состояние арочной плотины; предлагается регулирование напряженно-деформированного состояния изменением температуры на низовой грани путем циркуляции нагретого до нужной температуры воздуха (в специальном кожухе на низовой грани).

Представляется, что в определенной мере настоящие разработки могут быть использованы и для ряда эксплуатирующихся арочных плотин, в частности, таких как Саяно-Шушенская, Ингурская, Чиркейская. Необходимость усиления может возникнуть также при возможных изменениях климата, о чем в литературе имеются неоднократные высказывания специалистов-экологов.

В качестве варианта арочной плотины для данной работы, была принята плотина в широком створе. В модели на отметке 50 м при помощи контактных элементов была смоделирована трещина для последующего анализа величины ее раскрытия при различных вариантах усиления плотины. При решении задачи учитывались следующие нагрузки и воздействия: вес плотины, гидростатическое, фильтрационное и взвешивающее давление, а также изменение температуры со стороны нижнего и верхнего бьефов. Расчетная схема системы “плотина-основание” представлена на рис. 2.

Для проведения расчетов был выбран Швейцарский расчетный комплекс Z-soil [4, 5]. Построенная 3-D модель была импортирована в Z-soil и разбита

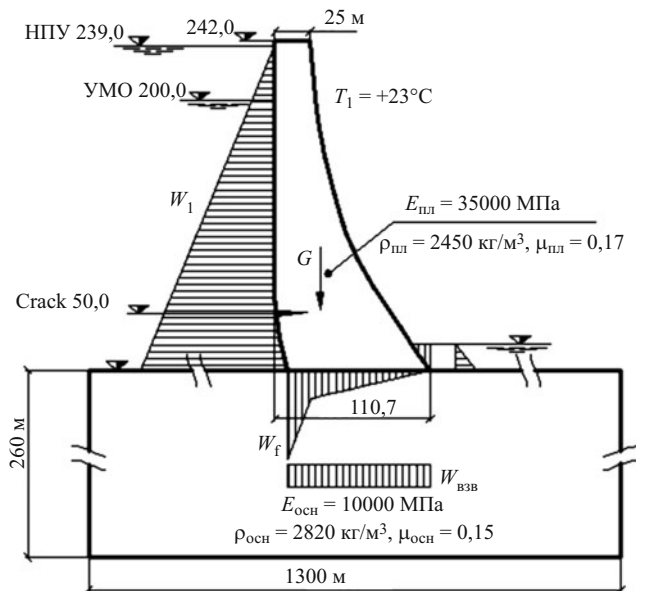


Рис. 2. Расчетная схема системы “плотина-основание” (длина по гребню — 1080 м, ширина в русловой части — 440 м)

на 2100 8-ми узловых элементов. Далее воспроизводился блок основания (разбитый на 9800 8-ми узловых элементов), задавалось расчетное нагружение, а также граничные условия на перемещения контурных узлов основания. Конечно-элементная модель плотины, а также системы “плотина-основание” представлены на рис. 3.

Усиление арочных плотин в эксплуатационный период (в том числе и при невозможности сработки водохранилища) может быть выполнено при помощи различных конструктивных и/или технологических мероприятий. Были рассмотрены отдельные конструктивные мероприятия по усилению ароч-

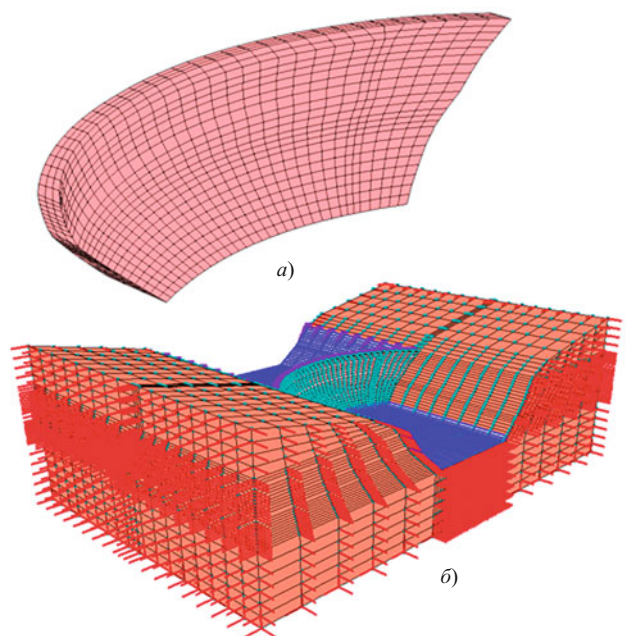


Рис. 3. Расчетные КЭ модели: а — плотина; б — система “плотина-основание”

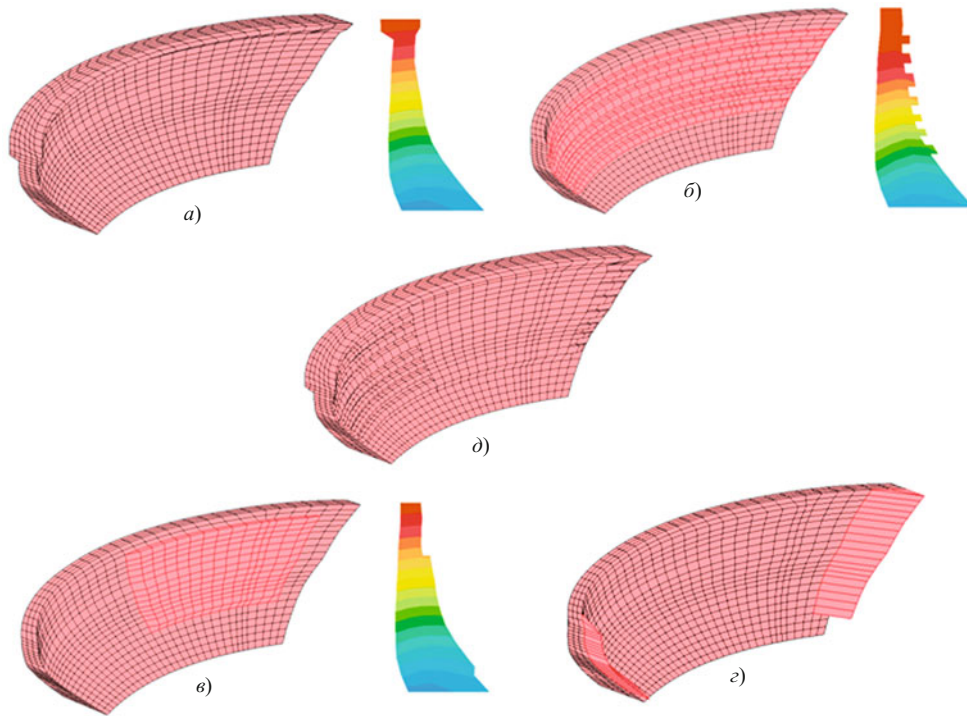


Рис. 4. Мероприятия по усилению арочной плотины: *a* — усиление гребня; *б* — усиление низовой грани арками; *в* — усиление левобережной части плотины на низовой грани; *г* — усиление пят, *д* — совместное влияние всех способов

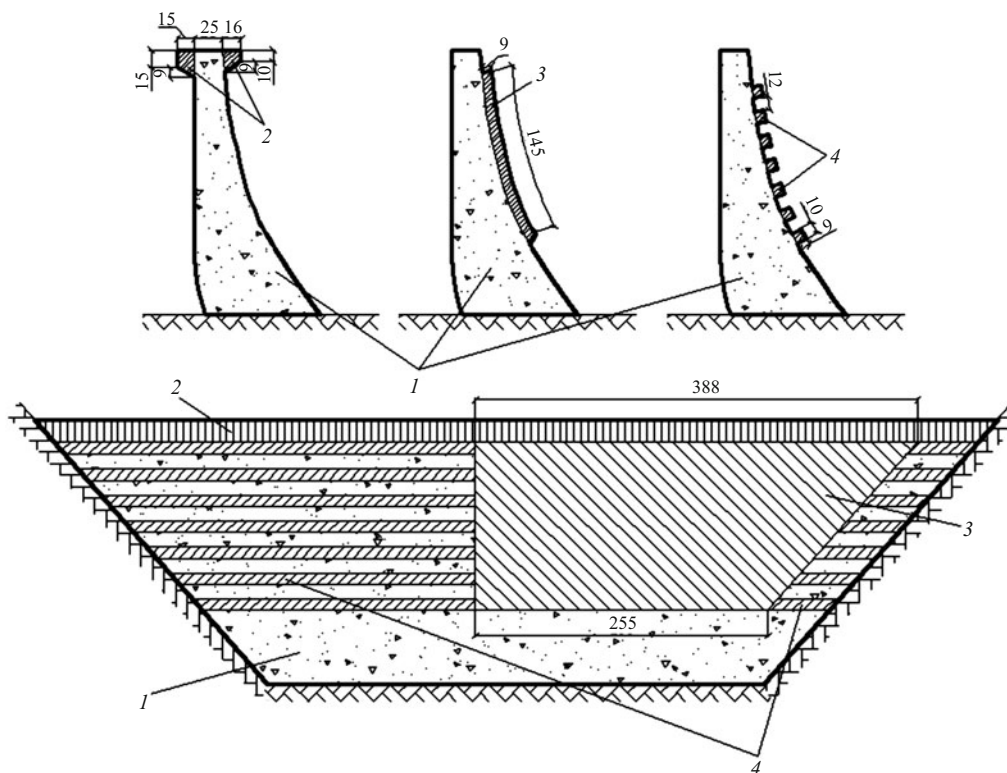


Рис. 5. Габаритные размеры, м конструктивных мероприятий: *1* — существующая плотина; *2* — усиление гребня; *3* — усиление левобережной части плотины на низовой грани; *4* — усиление низовой грани арками

ной плотины (рис. 4) в широком створе и выполне-
на оценка их влияния на напряженно-деформиро-
ванное состояние:

усиление гребня (со стороны верховой и низо-
вой грани);
усиление низовой грани арками;

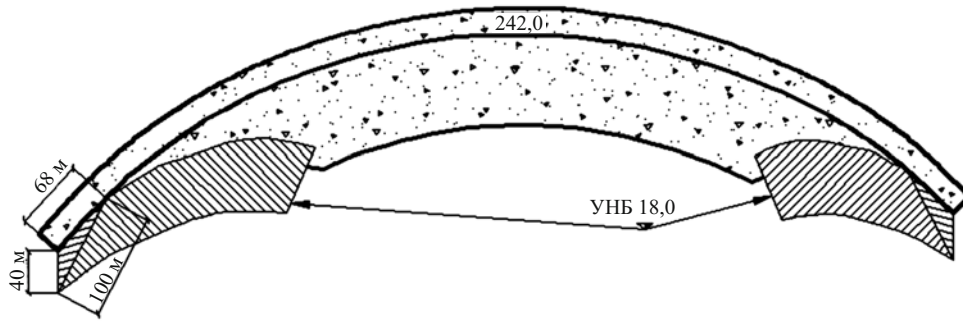


Рис. 6. Усиление пят арочной плотины (вид сверху)

усиление левобережной части плотины на низовой грани;

усиление пят со стороны нижнего бьефа (имеется аналогичная возможность и для верхнего бьефа). В настоящей работе принята некоторая максимальная величина такого усиления;

совместное влияние вышеперечисленных мероприятий (за исключением подкрепления пят).

В ряде случаев такие мероприятия как повышение жесткости гребня и пят, даже если и не производят существенного улучшения напряженно-деформированного состояния, должны повысить несущую способность арочной плотины.

Следует иметь в виду возможность применения ряда иных конструктивных мероприятий, и для сравнительно тонкостенных конструкций с использованием натяжения [6], в том числе и для усиления плотин при наличии трещин — например в плотине Фонтана и др. [1]; возможны и другие кон-

структивные решения, исследование влияния которых уточняется в настоящее время в МГУП.

Габаритные размеры конструктивных мероприятий по усилению представлены на рис. 5, 6.

В качестве одного из технологических мероприятий была выполнена оценка влияния предлагаемых нами специально создаваемых (регулируемых) температурных воздействий на напряженно-деформированное состояние плотины, и, в частности, на напряжения, возникающие на верховой грани. Результаты температурных расчетов представлены на рис. 7. Результаты расчетов приведены в таблице. Также были построены эпюры консольных напряжений для центральной секции арочной плотины. Эпюры представлены на рис. 8.

Анализ результатов исследований позволяет оценить вклад отдельных конструктивных и технологических мероприятий на величину консольных напряжений на верховой грани, которые могут быть достаточно эффективны, и увеличивают сжимающие напряжения:

на отметке 0,0 м — от 0,05 до 1,55 МПа;

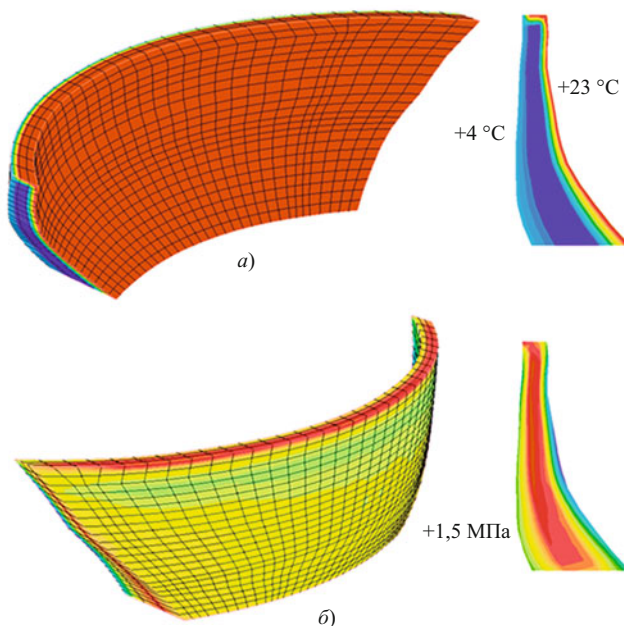


Рис. 7. Результаты температурных расчетов: *a* — температурные поля в теле плотины; *б* — изополя вертикальных напряжений

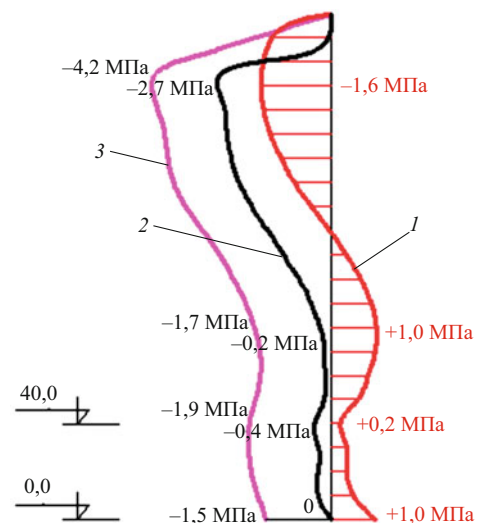


Рис. 8. Эпюры консольных напряжений для центральной секции арочной плотины: 1 — плотина не усилена; 2 — плотина усилена всеми конструктивными способами; 3 — плотина усилена всеми конструктивными способами, низовая грань нагрета на 23 °С

Результаты расчетов влияния на напряженно-деформированное состояние арочной плотины различных конструктивных и технологических мероприятий

Отметка, м	Усиление, МПа					
	гребня	арками	левобережной части	пят	все способы	температурное воздействие
0,0	0,5	0,6	0,4	0,05	1,55	1,5
50,0	0,3	0,3	0,1	0,03	0,73	1,5

на отметке 50,0 м — от 0,03 до 0,73 МПа.

Наиболее эффективным являются усиление всеми конструктивными способами (до 1,55 МПа) и регулирование напряженно-деформированного состояния путем изменения температуры низовой грани (до 1,5 МПа).

Выводы

1. Учитывая повреждения, возникающие в бетонных плотинах во время строительства и эксплуатации, в частности трещины и раскрытие строительных швов, представляется целесообразным разработать ряд конструктивных и технологических решений с выполнением технико-экономических расчетов и анализа напряженно-деформированного состояния, которые позволят в дальнейшем оперативно использовать отработанные решения.

2. Особый интерес представляют указанные разработки применительно к арочным плотинам, по которым в настоящее время практически отсутствуют методические исследования, и оценка эффективности предлагаемых мероприятий, а также результаты расчетов.

3. Выполненные исследования показали возможность повышения сжимающих консольных напряжений на верховой грани при использовании

различных конструктивных мероприятий; для исследуемой арочной плотины увеличение сжимающих напряжений составило при сочетании всех способов 1,55 МПа; в ряде случаев это влияние может быть существенно увеличено.

4. Исследования по оценке влияния регулируемых температурных воздействий показали, что отдельно увеличение температуры нагрева низовой грани на 1 °С приводит к увеличению сжимающих напряжений на верховой грани на 0,07 МПа, а при 23 °С — на 1,5 МПа.

5. В дальнейшем следует разработать программу методических исследований, на базе которых будут получены результаты, позволяющие оперативно принимать решения об использовании конструктивных мероприятий для усиления находящихся в эксплуатации арочных плотин, в том числе не только в широких створах, а иной формы, чем принятая в настоящих исследованиях.

6. Необходимо начать комплекс аналогичных исследований, которые позволили бы оценивать предлагаемые мероприятия не только в части улучшения напряженно-деформированного состояния, но и в части определения несущей способности, в том числе с учетом сейсмических воздействий.

Список литературы

1. Каганов Г. М. Гидротехнические сооружения, том 2. М.: Энергоатомиздат. 1994. — 272 С.
2. Каганов Г. М., Зимнюков В. А., Комардина В. В. Термонапряженное состояние облегченной бетонной плотины при раскрытии строительных швов (надрезов). МГМИ: 1978. т. 58.
3. Бронштейн В. И. Технологические методы регулирования прочности бетонных плотин // Гидротехническое строительство 2001. № 6.
4. Z Soil. PC 2010 User manual. Benchmarks [http://www.zace.com/] / 2010.
5. Z Soil. PC 2010 User manual. Data preparation [http://www.zace.com/] / 2010.
6. Каганов Г. М. Гидротехнические сооружения, том 1. М.: Энергоатомиздат. 1994. — 304 С.

Поздравление Парабучеву Игорю Алексеевичу

Парабучев Игорь Алексеевич родился 10 сентября 1936 в г. Ашхабаде (Туркменской ССР). В 1959 г. окончил геологический факультет Московского государственного университета им. Ломоносова по специальности “Инженер-геолог”. С 1959 по 1964 гг. работал в экспедиции Второго гидрогеологического управления Мингео СССР в должности геолога, старшего геолога и начальника партии на инженерно-геологической съемке на Северном Кавказе и в Центральных районах Европейской части России.



С 1964 по 2004 год работал в институте “Гидропроект” им. С. Я. Жука (Объединение “Гидропроект”, ОАО “Институт Гидропроект”, филиал “Инженерного центра ЕЭС” – “Институт Гидропроект”) в должности старшего геолога, начальника сектора, заместителя главного инженера института (с 1980 г.) и заместителя генерального директора института (с 1997 г.). Принимал участие в полевых изыскательских работах для обоснования проекта ГЭС Камчай в Камбодже (1964 – 1965), в инженерных изысканиях для обоснования проекта ГЭС и рабочих чертежей ГЭС Табка в Сирии (1966 – 1969), выполнял обязанности главного геолога проекта Богучанской ГЭС на Ангаре (1970 – 1973), главного геолога экспедиции, проводившей инженерные изыскания по гидрокомплексу Ольмос в Перу (1974 – 1977), курировал изыскательские работы Среднеазиатского отделения и Красноярского филиала института “Гидропроект” (1978 – 1980), а, начиная с 1980 г., осуществлял общее техническое руководство инженерными изысканиями института “Гидропроект”, его отделений и филиалов. С 2004 г. работал в научно-техническом департаменте ОАО “Инженерный центр ЕЭС” РАО ЕЭС России в должности главного геолога, курируя вопро-

сы инженерных изысканий филиалов. С 2008 г. является главным экспертом технического отдела ОАО “Институт Гидропроект” им. С. Я. Жука.

В 1974 г. Игорь Алексеевич окончил заочную аспирантуру при геологическом факультете МГУ и защитил диссертацию на соискание учёной степени кандидата геолого-минералогических наук по специальности “Инженерная геология, грунтоведение и мерзлотоведение”, а в 1993 г. защитил диссертацию на соискание учёной степени доктора геолого-ми-

нералогических наук по той же специальности. Парабучев И. А. – член бюро Научного совета РАН по проблемам геоэкологии, инженерной геологии и гидрогеологии, совета российской Национальной группы Международной ассоциации инженерной геологии (МАИГ), Российского Национального комитета Международного общества по механике скальных пород (МОМСП).

Игорь Алексеевич входит в состав редколлегий журналов “Гидротехническое строительство” и “Геоэкология” РАН. Он действительный член Нью-Йоркской Академии наук (с 1997 г.). Им опубликовано более 120 научных трудов (3 монографии, статьи и доклады на всесоюзных, российских и международных научных форумах), а также зарегистрировано 2 изобретения

Гидротехническая общественность, редколлегия журнала “Гидротехническое строительство”, друзья и коллеги сердечно поздравляют Игоря Алексеевича с юбилеем и желают ему крепкого здоровья, счастья и дальнейших творческих успехов в работе.

Особенности вибрации гидроагрегата № 2 Саяно-Шушенской ГЭС

Клюкач А. А., ведущий инженер (ОАО «Саяно-Шушенская ГЭС»)

В статье описан диагностический признак определения причины гидравлического дисбаланса рабочего колеса гидроагрегата по вибрациям лопаток направляющего аппарата.

Ключевые слова: рабочее колесо, направляющий аппарат, спиральная камера, гидравлический небаланс.

Для периодических измерений вибрации гидроагрегата передвижным виброкомплексом датчик вибрации был установлен на верхнюю цапфу лопатки направляющего аппарата направлением измерения в сторону оси вала агрегата (рис. 1). Амплитудно-частотный спектр вибрации привлек внимание. Это были лопастная частота 38 Гц и ее гармоники 76; 152; 190 Гц (рис. 2).

Мы обследовали направляющие аппараты всех машин. При измерениях был принят параметр измерения — виброскорость. На амплитудно-частотном спектре виброскорости исследуемая полоса для анализа представлена наиболее удобно.

На большинстве агрегатов лопатки с высокими уровнями вибраций располагались хаотично. Два гидроагрегата — № 2 и № 6 — выделались из общего ряда. Гидроагрегат № 6 в то время не имел лопаток с вибрациями лопастной частоты. На рабочем колесе этого агрегата было выявлено наименьшее число трещин по сравнению с другими агрегатами. Гидроагрегат № 2, имея штатное рабочее колесо, отличался тем, что лопатки с высокими уровнями виброскорости лопастной частоты и ее гармоник были по всему периметру, при этом выделялась группа со стороны правого берега — с № 7 по № 14. На турбинных подшипниках гидроагрегатов № 2 и № 6 были высокие уровни оборотной (основной) частоты вибрации порядка 100 мкм, вызванные гидродинамическим небалансом.

Результаты измерений вибрации лопаток направляющего аппарата (38 Гц). На всех гидроагрегатах Саяно-Шушенской ГЭС были выявлены лопатки с высоким уровнем виброскорости лопастной частоты. На таких лопатках при разборке верхних подшипников были обнаружены разрушения втулок. Подшипник — это втулка с антифрикционным стеклоэпоксидным слоем. Разрушение втулки ведет к нарушению расстояния между соседними лопатками и, как следствие, к нарушению равномерного поля скоростей подвода воды к рабочему колесу. Эти явления вызывали увеличение вибраций на гидроагрегатах и увеличение переустановочных усилий в кинематике управления лопатки, что могло привести к заклиниванию лопатки. Мы

выявляли до восьми лопаток с разрушенными подшипниками на агрегате. В результате было принято решение о замене подшипников на новые — из антифрикционного материала “Тордон SXL”. Это послужило началом капитальных ремонтов с полной разборкой агрегатов. Только так можно было добраться до нижнего подшипника лопатки.

Гидродинамический дисбаланс — это нарушение симметричного распределения давления на боковой поверхности радиально-осевой турбины, приводящее к появлению переменной возмущающей силы на рабочем колесе. Проблема гидродинамической неуравновешенности рабочих колес не только актуальна, но и сложна в силу недостаточной изученности динамических процессов в гидротурбине. В данной статье сделана попытка по вибрационным измерениям определить механизм образования и формирования динамических нагрузок на лопастях рабочих колёс, определить причину гидродинамической неуравновешенности на гидроагрегате № 2 Саяно-Шушенской ГЭС.

Причина гидродинамической неуравновешенности — накопление технологических отклонений в лопастной решетке рабочего колеса. Дефект можно внести при проектировании, изготовлении, эксплуатации. Так, во время эксплуатации рабочего колеса наплавки для устранения кавитации и трещин приводят к изменению геометрии входной и выходной кромок, толщины лопастей, радиусов галтельных переходов, что не улучшает геометрию лопасти, хотя при наплавках для контроля применяются шаблоны профиля лопастей турбины, сделанные заводом — изготовителем рабочего колеса. Некачественное изготовление вызывает перераспределение статических нагрузок между лопастями. Нагрузки на лопастях, расположенных напротив друг друга, не будут уравниваться. И этот небаланс передаётся через воздействие вала на подшипник, т.е. на неподвижные конструкции агрегата [3].

Вторая причина гидродинамической неуравновешенности — это нагрузка, связанная с влиянием асимметрии подвода воды к рабочему колесу:

направляющий аппарат — заклиненная лопатка или ее рассогласование;

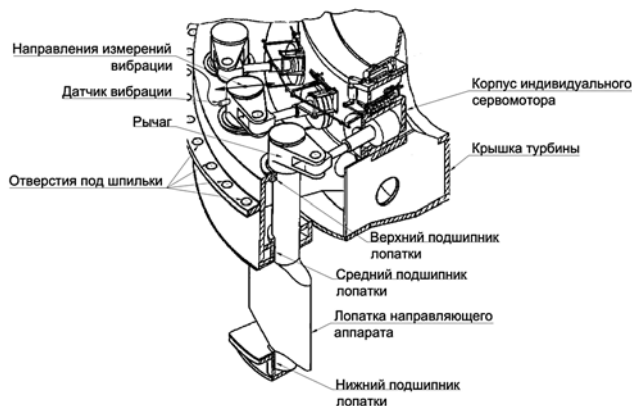


Рис. 1. Фрагмент крышки турбины

спиральная камера, не обеспечивающая равномерное поле скоростей потока воды на входе в направляющий аппарат и в проточной части турбины; лабиринтные уплотнения (при эксцентричной расточке).

Если в зоне идеально сделанного рабочего колеса поток неравномерен, то при вращении рабочего колеса лопасть будет испытывать переменные нагрузки. В результате на лопастях рабочего колеса образуются трещины [2]. Структура и значения динамических нагрузок определяются видом и величиной неравномерности потока.

В первом и втором случаях мы будем иметь высокий уровень оборотной вибрации на турбинном подшипнике.

На сменном рабочем колесе гидроагрегата № 2 промышленные исследования [1] выявили высокий уровень вибрации турбинного подшипника с оборотной частотой (2,38 Гц). Результаты выполненных исследований указывали на наличие гидродинамической неуравновешенности на рабочем колесе, которая возрастала с увеличением открытия направляющего аппарата и достигала наибольшего значения при полном открытии. Сила гидродинамической неуравновешенности воздействовала с оборотной частотой и увеличивалась с повышением напора. Был сделан вывод, что это небаланс рабочего колеса, связанный с односторонним накоплением технологических отклонений в лопастной решетке, хотя сами отклонения находились в допустимых пределах.

Для снижения уровня небаланса и, соответственно, нагрузок на турбинный подшипник использовались различные способы:

установка дополнительной массы, действующей в противофазе с силой гидродинамического дисбаланса на спицу ротора генератора (положительного результата не добились);

установка груза (пластины) на нижнем ободе рабочего колеса. При высоких напорах в данном

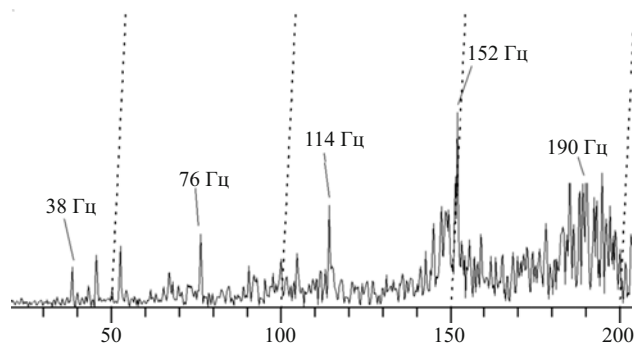


Рис. 2. Амплитудно-частотный спектр лопатки направляющего аппарата

эксперименте произошло увеличение усилий на турбинный подшипник более чем в 2 раза.

Установка пластин в межлопастное пространство привела к возникновению дополнительной гидродинамической силы, которая значительно превышала компенсирующую силу от установленного груза. Соответствующим подбором местоположения и величины груза удалось снизить действующее на турбинный подшипник усилие при определенном напоре. Но при низких напорах гидродинамическая сила изменяла свое направление (на 67° против направления вращения агрегата) при неизменном открытии направляющего аппарата.

Установка штатного рабочего колеса в 1986 г. не избавила гидроагрегат от дисбаланса на рабочем колесе. Динамика повышения вибрации на турбинном подшипнике приведена на рис. 3. Рабочее колесо гидроагрегата № 2 отличалось от других повышенным трещинообразованием, высоким уровнем оборотной (основной) составляющей вибрации на турбинном подшипнике. Так, с 2004 по 2009 г. величина оборотной составляющей вибрации стабильно держалась в пределах 100 – 120 мкм, что по “Приложению И” к СТО 1730028227140001 – 2006 оценивается как “удовлетворительно”. Совпадение, что на один и тот же агрегат установили подряд рабочие колеса с накоплением технологических отклонений в лопастной решетке, маловероятно.

Выполненный анализ полученной картины распределения высокочастотных вибраций на всех лопатках направляющего аппарата гидроагрегата № 2 наводил на мысль, что источником гидравлической неуравновешенности является не рабочее колесо, а спиральная камера, не обеспечивающая равномерное поле скоростей потока воды на входе в направляющий аппарат. На гидроагрегате № 2 имелась группа лопаток со стороны правого берега с высоким по отношению к другим лопаткам уровнем лопастной частоты вибрации. Мы предположили, что поток воды, проходя мимо лопатки направляющего аппарата, встретив на своем пути лопасть рабочего колеса, получает импульс и этот импульс отражает-

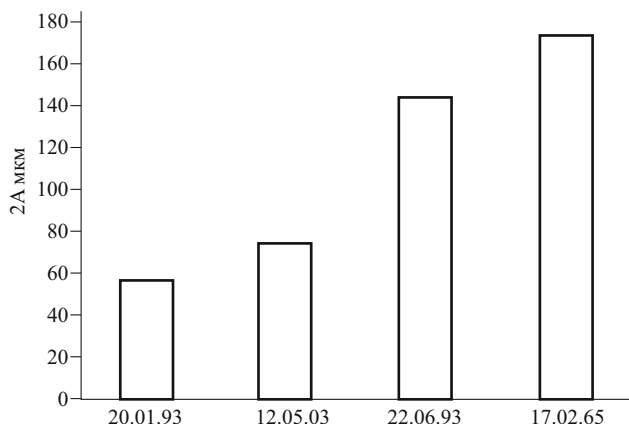


Рис. 3. Рост вибраций турбинного подшипника на частоте вращения ротора

ся на лопатке направляющего аппарата. Чем больше скорость воды данного потока, тем больше воздействие на лопатку, и на ней выше уровень амплитуды вибрации лопастной частоты по отношению к другим лопаткам, где скорость воды ниже. (В работах [2, 3] приводятся исследования более сложных форм влияния неравномерности “кромочного следа” лопатки.)

Был проведен эксперимент по выравниванию поля скоростей потока воды. На шести лопатках, у которых наблюдались повышенные вибрации, уменьшали открытие до такого положения, когда вибрации лопастной частоты уменьшились до уровня среднего значения (по лопаткам данного агрегата), не меняя открытия направляющего аппарата остальных лопаток. В результате на турбинном подшипнике оборотная вибрация уменьшилась со 170 до 90 мкм, биение вала — с 250 до 80 мкм при нагрузке 580 МВт. Следует подчеркнуть, что на данном агрегате турбинный подшипник имел большие зазоры, так как эксперимент проводился перед капитальным ремонтом.

К сожалению, формуляр измерений открытий в выставленном положении лопаток направляющего аппарата во время эксперимента показал, что разброс открытий направляющего аппарата a_0 выше допустимого. Не было возможности при данной конструкции направляющего аппарата обеспечить заданное рассогласование лопаток и их синхронное закрытие. Применить в эксплуатации результаты этого эксперимента не получилось.

Анализ амплитудно-временной характеристики выбега агрегата (сброса нагрузки), позволяющий выявить критические условия работы на переменных оборотах — резонансные и критические частоты вращения, и дает дополнительную информацию при диагностировании таких дефектов, как ослабление крепления конструкции, дисбаланс.

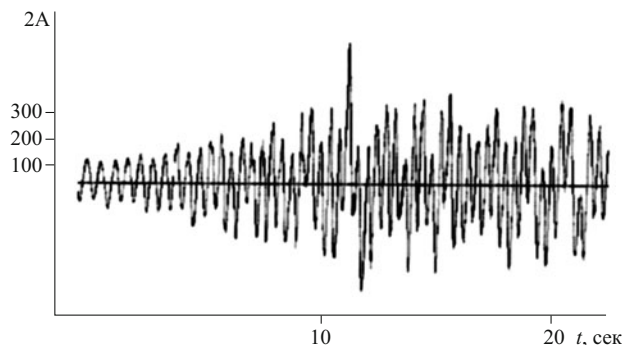


Рис. 4. Осциллограмма сброса нагрузки гидроагрегата № 2

Осциллограмма сброса нагрузки для данного вида неуравновешенности гидроагрегата № 2 имеет характерный вид и приведена на рис. 4.

Другой пример — гидроагрегат № 6. Картина распределения амплитуд вибраций лопастной частоты здесь другая. Лопастной составляющей спектра практически нет. Трещин на лопастях рабочего колеса по сравнению с гидроагрегатом № 2 в 3 раза меньше. Но имеется высокий уровень оборотной вибрации, сопоставимый с уровнем вибрации гидроагрегата № 2 — 90 мкм в радиальном направлении на турбинном подшипнике. Осциллограмма сброса нагрузки гидроагрегата представлена на рис. 5. Скорость нарастания амплитуды вибрации значительно выше. Гидравлическая неуравновешенность в данном случае на рабочем колесе вызвана накоплением технологической ошибки наплавки лопастей. На рабочем колесе необходима компенсация небаланса.

Разрушающее действие колебаний высоких частот (190 Гц). Исторически сложилось так, что вибрации гидроагрегатов оценивались по уровню виброперемещений опорных узлов. Это в первую очередь связано с необходимостью выявления составляющих спектра и субгармоник, которые у гидроагрегатов обычно находятся в диапазоне частот 0,3 – 5 Гц. Есть нормы, определяющие допустимую вибрацию в диапазоне частот от 1 до 30 Гц. Однако на практике часто встречаются случаи, когда необходимо оценить степень опасности вибрации с более высокими частотами, например, связанными с появлением вибраций лопастной частоты турбины при сходе вихрей. Эти вибрации появляются на частотах свыше 30 Гц и могут достигать по частоте 200 – 300 Гц и более. Причем амплитуды этих составляющих вибраций очень малы и на них не всегда обращают внимание.

Как показано в работе [4], напряжение, возникающее в деталях машин под действием вибрации, прямо пропорционально виброскорости:

$$\sigma = kv, \quad (1)$$

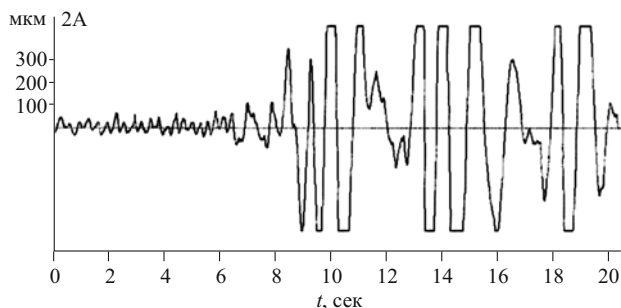


Рис. 5. Оциллограмма сброса нагрузки гидроагрегата № 6

где σ — напряжение; k — коэффициент; v — амплитуда виброскорости.

Выразив в формуле (1) виброскорость через виброперемещение, получим

$$\sigma = k2\pi fA, \quad (2)$$

где f — частота вибрации; A — амплитуда виброперемещения.

Анализ формулы (2) показывает, что напряжение, возникающее под действием вибрации, прямо пропорционально произведению частоты вибрации на её амплитуду по виброперемещению.

Пример:

$$\sigma_1 = k2\pi f_1 A_1 = k2\pi \cdot 238, \text{ где } f_1 = 2,38 \text{ Гц;}$$

$$A_1 = 100 \text{ мкм;}$$

$$\sigma_2 = k2\pi f_2 A_2 = k2\pi \cdot 950, \text{ где } f_2 = 190 \text{ Гц;}$$

$$A_2 = 5 \text{ мкм.}$$

С другой стороны, с учетом кривой Веллера, связывающей предельные значения усталостных напряжений с числом циклов знакопеременной нагрузки, которая имеет место при действии вибрации, можно утверждать, что предел усталостной прочности снижается с ростом частоты вибрации:

$$\sigma_2 = \sigma_1 6 \sqrt{\frac{N_1}{N_2}} = 0,48\sigma_1,$$

где $p = \pi$.

Иными словами, предел усталостной прочности материала в случае воздействия вибрации более высокой частоты снижается.

Исходя из вышесказанного, вполне возможно, что колебания на этих частотах лопаток направляющего аппарата разрушали не только подшипники лопаток направляющего аппарата. Эти двадцать молоточков весом по четыре тонны каждый достучались до шпилек крепления крышки турбины и являются причиной трещин на шпильках.

Лопатка направляющего аппарата (190 Гц). Необходимо проверить, не возникла ли трещина на одной из цапф лопаток направляющего аппарата и не являются ли её обломки спусковым крючком “триггером” аварии.

Выводы

Гидродинамическая неуравновешенность на гидроагрегате № 2 вызвана неравномерностью поля скоростей, создаваемого спиральной камерой. Это можно устранить. Необходимо найти отличия в форме спиральной камеры, колоннах статора турбины гидроагрегата № 2 относительно элементов проточных частей агрегатов, не имеющих небаланс на рабочем колесе. В настоящее время инструмент для этого есть — высокоточное лазерное 3D сканирование.

Список литературы

1. Натурные исследования гидроагрегатного блока и сопоставление их результатов с данными лабораторных исследований / Ю. С. Васильев, И. С. Саморуков, И. П. Лисовин, В. И. Григорьев, И. П. Иванченко // Решение проблем Саяно-Шушенского гидроэнергокомплекса. Л., 1987.
2. Григорьев В. И. Исследование неравномерности потока, создаваемой лопатками направляющего аппарата гидротурбины // Гидротехническое строительство. 2004. № 8.
3. Григорьев В. И. Механизм образования динамических нагрузок, действующих на основные элементы гидроагрегатов // Гидротехническое строительство. 1997. № 2.
4. Исследование и устранение вибрации паровых турбогенераторов. — М.: Энергоиздат, 1982.
5. Брызгалов В. И., Клюкач А. А. Опыт работы лаборатории технической диагностики Саяно-Шушенской ГЭС // Гидротехническое строительство. 1998. № 9.

Памяти Вадима Израйловича Бронштейна

12 июля 2011 г. ушел из жизни выдающийся ученый, сотрудник ОАО “Институт Гидропроект” и ЦСГНЭО Вадим Израйлович Бронштейн.

В 1959 В. И. Бронштейн окончил Московский институт инженеров водного хозяйства по специальности инженер-гидротехник. В 1962 г. поступил на работу в Институт “Гидропроект”, где прошел путь от рядового инженера до главного инженера проекта, а с 1996 г. являлся заместителем директора по безопасности и мониторингу филиала ОАО “Институт Гидропроект” – ЦСГНЭО.

Его заслуги в области гидроэнергетического строительства несомненны и известны как в России, так и далеко за ее пределами. Вадим Израйлович являлся одним из ведущих специалистов в областях арочного плотиностроения, сейсмостойкости энергетических сооружений, контроля их надежности и безопасной эксплуатации, геодинамического мониторинга.

В. И. Бронштейн автор и соавтор новых методов и программ расчёта на сейсмические воздействия бетонных и грунтовых плотин, а также протяжённых подземных выработок и конструкций тепловых электростанций. Руководил и принимал непосредственное участие в проведении обследований и поверочных расчётов сейсмостойкости различных гидроузлов, внося существенный вклад в комплексное обоснование надежности работы высоконапорных гидротехнических сооружений.

Вадим Израйлович принимал участие в проектировании ряда отечественных и зарубежных гидроэлектростанций, таких, как Ингурская, Токтогульская, Папанская, Намахванская, Худонская, Катунская и др. включая Загорскую ГАЭС, а также зарубежных гидроузлов Кас-себ (Тунис), Майсур Эддахи (Марокко), Кырджале (Болгария), Капанда (Ангола), Котешвар (Индия), Карун-3 (Иран), Се Конг-4 (Вьетнам) и АЭС Куданкулам (Индия).

Участвовал в совершенствовании существующих и разработке новых методов и программ расчета на сейсмические воздействия бетонных и грунтовых плотин.

Доктор технических наук, академик Российских академий проблем водохозяйственных наук и проблем качества, почетный энергетик Вадим Израйлович был главным инженером проекта высочайшей в мире арочной



плотины Ингурской ГЭС, являлся одним из основателей и руководителей школы “Геодинамическая безопасность энергетических объектов”.

В. И. Бронштейн являлся членом Российского национального комитета и Международной комиссии по большим плотинам, общероссийского национального комитета по сейсмостойкому строительству, Российской ассоциации геомехаников и Международного общества по механике скальных пород.

С 1996 г. в должности заместителя директора ЦСГНЭО – филиала ОАО “Инже-

нерный центр ЕЭС” В. И. Бронштейн возглавлял работы по безопасности и мониторингу сооружений, математическому моделированию сложных энергетических объектов, разработке методов, вычислительных программ и нормативно-методических документов по учету сейсмических воздействий и обеспечению сейсмической безопасности при проектировании, строительстве и эксплуатации энергетических объектов. Под его руководством и непосредственном участии были проведены натурные обследования и поверочные расчеты сейсмостойкости сооружений Зейского, Чиркейского, Миатлинского, Саяно-Шушенского, Майнского, Нижнекамского, Зарамагского, Бурейского, Краснодарского и других гидроузлов.

Он первым поставил проблему комплексного обоснования прочности арочных плотин и внес определяющий вклад в ее решение, в том числе разработал новые конструктивные решения, создал расчетный аппарат для описания геометрии, определения и оптимизации напряженно-деформированного состояния, предложил и обосновал технологические методы регулирования их прочности.

В. И. Бронштейн является автором более 130 публикаций в отечественных и зарубежных изданиях, имеет 5 авторских свидетельств на изобретения и 5 свидетельств Роспатента на регистрацию программ для ЭВМ.

Ему присвоены звания “Почетный энергетик Минэнерго”, “Почетный гидроэнергетик ЕЭС России”, “Заслуженный энергетик СНГ”.

Все работавшие с Вадимом Израйловичем и знавшие его друзья и коллеги глубоко скорбят в связи с кончиной этого мудрого, доброжелательного и коммуникабельного человека, выдающегося ученого.

Сдано в набор 22.06.2011. Подписано в печать 25.08.2011. 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”
