ОТКРЫТОЕ АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО
«ВНИИГ им. Б.Е. ВЕДЕНЕЕВА»

И З В Е С Т И Я В Н И И Г
имени Б. Е. ВЕДЕНЕЕВА

Издание основано в 1931 году

Том 256

Санкт-Петербург
2009

УДК 626/627 (06)

Редакционно-издательский совет: Т.С. Артюхина (отв. секретарь), Е.Н. Беллендир (председатель), А.Г. Василевский, Ю.С. Васильев (зам. председателя), С.М. Гинзбург, В.Б. Глаговский (зам. председателя), Т.В. Иванова, Д.А. Ивашинцов, В.И. Климович, В.С. Кузнецов, В.А. Прокофьев, С.В. Сольский, А.А. Храпков.

В сборник включены статьи, посвященные актуальным вопросам безопасности и надежности гидротехнических сооружений и их оснований. Значительное место уделено исследованиям напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин с негрунтовыми фильтрационными элементами, оценкам фильтрационной прочности грунта тела и основания плотины, расчетам устойчивости откосов плотин и оползнеопасных откосов, оценке степени переуплотнения глинистых грунтов в природном залегании, оценке способа регулирования осадок тяжелых сооружений на нескальных слабопроницаемых грунтах, изучению скальных оснований в криолитозоне, в том числе в сейсмоопасных районах, и др.

Результаты исследований проводились применительно к следующим объектам: Богучанская, Ирганайская, Саяно-Шушенская, Колымская, Гоцатлинская, Канкунская, Нижне-Тимптонская ГЭС; Ленинградская АЭС-1, 2. Билибинская АЭС.

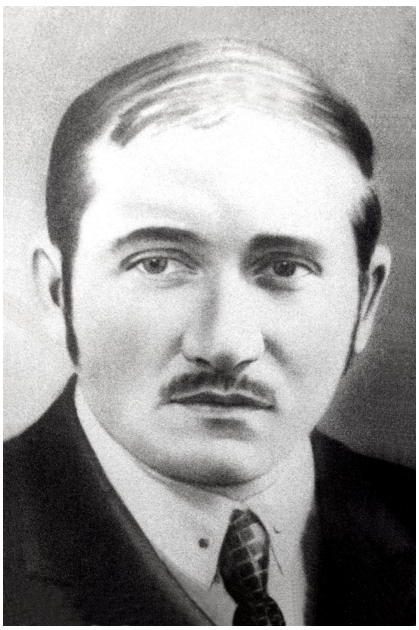
Сборник предназначен для специалистов, работающих в области строительства и эксплуатации гидротехнических сооружений и их оснований, а также для студентов, аспирантов и преподавателей соответствующих специальностей.

The volume contains publications on actual problems of safety and reliability of embankment hydroengineering structures and their foundations. Great attention has been paid to studies of stress-strain state of embankment dams with non-soil seepage elements; seepage strength assessments of dam body and foundation; evaluations of dam slopes stability and landslip dangerous slopes; assessment of over-consolidation degree of clay soils in natural bedding; method for regulation of heavy structure settlements on non-rock weakly permeable soils; study of rock foundations in cryolite zone including seismic dangerous regions etc.

Study results have been applied to the following structures: Boguchansk, Irganaisk, Sayano-Shushinsk, Kolimsk, Gotsatlinsk, Kankunsk, Nizhne-Timptonsk HPPs; Leningradsk NPP-1, 2; Bilibinsk NPP.

The volume is intended for specialists in the field of construction and operation of hydroengineering structures and their foundations and for students, post graduate students and teachers of the relevant specialities.

ISBN 978-5-85529-155-1 ОАО «ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева», 2009



Николай Николаевич Павловский
(1884 – 1937)

Выдающийся ученый, инженер, педагог, организатор науки,
специалист в области гидротехники, гидравлики,
теории фильтрации грунтовых вод,
основатель научной гидравлической школы.

Начало пути

Николай Николаевич Павловский родился в 1884 г. в г. Орле в семье преподавателя реального училища. Среднее образование получил в Орловской гимназии, которую окончил с золотой медалью в 1905 г., и в том же году поступил в Санкт-Петербургский Институт инженеров путей сообщения. В 1912 г. Н.Н. Павловский с отличием окончил институт. Его имя занесено на мраморную доску.

Трудовой путь Н.Н. Павловского начался еще в студенческие годы. В течение ряда лет (1908 – 1912 гг.) он работал по проектированию и строительству гидротехнических сооружений (мост через р. Ока, участие в составлении проекта орошения долины р. Чу и др.). Уже тогда он выполнил ряд серьезных научно-технических исследований. По окончании института Н.Н. Павловский провел большую самостоятельную работу по изысканиям и составлению проекта орошения долины р. Салгир в Крыму (1913 – 1915 гг.),

а затем участвовал в составлении проекта орошения Голодной степи (1915 – 1917 гг.). Мелиорация в те годы в России только начинала развиваться. В этой отрасли гидротехники впервые проявились выдающиеся способности Н.Н. Павловского, предложившего ряд новых способов расчета и конструирования гидротехнических сооружений.

В 1917 г. вышла в свет первая печатная работа Н.Н. Павловского – перевод известной книги Басселя по земляным плотинам, дополненный оригинальным очерком Н.Н. Павловского о намывных плотинах.

Уже в начальный период инженерной деятельности ярко проявляется самостоятельность Н.Н. Павловского в научных исследованиях. При его участии и руководстве были подготовлены материалы для справочника по гидротехнике, составлены таблицы для расчета каналов, которые были изданы в 1928 – 1930 гг. и с тех пор хорошо известны широким кругам гидротехников.

В 1918 г. Н.Н. Павловский создал в системе Управления ирригационными работами в Туркестане Опытно-строительный отдел, руководителем которого он был до 1921 г. Созданием этого отдела и было положено начало советским исследованиям в области гидравлики и гидротехники.

Исследователь и организатор науки

В начале двадцатых годов Н.Н. Павловский выполнял капитальное научное исследование по теории напорной фильтрации, которое было опубликовано в 1922 г. под названием «Теория движения грунтовых вод под гидротехническими сооружениями и ее основные положения». Эту работу он блестяще защитил в 1924 г. в Ленинградском политехническом институте как диссертационную на соискание ученой степени. По глубине исследований эта работа оставила далеко позади себя все имеющиеся в мировой литературе работы по вопросу фильтрации под гидротехническими сооружениями. В этой же работе был впервые предложен метод электрогидродинамических аналогий (ЭГДА), широко применяющийся при проектировании всех крупных гидротехнических сооружений.

Одновременно с исследованиями в области фильтрации Н.Н. Павловский вел работу и в других областях гидравлики. Особое место в его исследованиях занимали вопросы установившегося движения воды в открытых руслах. В 1924 г. Н.Н. Павловский предложил оригинальную формулу для определения коэффициента Шези, в этом же году разработал специальный прием приближенного интегрирования уравнения установившегося неравномерного медленно изменяющегося движения жидкости в открытом призматическом водотоке, а несколько позже (в 1929 г.) распространил этот прием и на непризматические водотоки (быстротоки).

Особо нужно отметить огромный труд Н.Н. Павловского по руководству работой по составлению обширных таблиц для решения практических задач неравномерного движения жидкости в открытом русле по способу профессора Б.А. Бахметева. Эти таблицы очень быстро нашли применение в инженерной практике.

В конце гражданской войны Советская Россия переживала хозяйственную разруху, обостренную неурожаями 1920 – 1921 гг. и страшным голодом. В

это время стали говорить о мелиорации как о самом действенном методе борьбы с голодом. Были приняты правительственные постановления о развертывании мелиорационных работ на юге России, на Украине и в Туркестане.

Для эффективного развития мелиорации необходимо было сконцентрировать научные и инженерные кадры. Инициативная группа в составе Г.К. Ризенкампфа, профессоров Н.Н. Павловского и И.И. Москвитинова выступила с проектом создания в Петрограде специального научно-мелиорационного института, в результате чего был принят декрет Совета Народных Комиссаров «Об учреждении Научно-мелиорационного института» от 5 сентября 1921 г.

С 1921 по 1931 гг. научная деятельность Н.Н. Павловского была связана, главным образом, с Научно-мелиорационным институтом. В эти же годы он работал в Гидрологическом институте и Научно-экспериментальном институте сооружений.

В 1924 г. был издан «Гидравлический справочник» Н.Н. Павловского, в котором он подверг самой тщательной критической обработке и научно систематизировал весь тот обширный материал по гидравлическим расчетам, который имелся в мировой литературе, и в сжатой форме дал четкие и ясные указания о способах расчета гидротехнических сооружений. В период работы в Научно-мелиорационном институте Н.Н. Павловский пишет и выпускает в свет два капитальных труда: «Гидравлика» (1928 г.) и «О фильтрации воды через земляные плотины на непроницаемом основании» (1931 г.).

В 1931 г. Научно-мелиорационный институт был преобразован в Научно-исследовательский институт гидротехники (НИИГ). В организации нового научного учреждения Н.Н. Павловский принял активное участие. В качестве председателя Ученого совета Н.Н. Павловский принимал деятельное участие в обсуждении тематики института, анализе научных работ. С группой сотрудников он вел большую исследовательскую работу, разрабатывал актуальнейшие темы в области гидравлики. По инициативе Н.Н. Павловского и под его руководством были созданы гидравлическая и гидротехническая лаборатории института, которые впоследствии стали крупнейшими в стране. В 1935 г. создана лаборатория фильтрационных исследований. Н.Н. Павловский не только руководил научно-исследовательскими работами, но и принимал участие во всех важных мероприятиях, был членом и председателем Ученого совета, членом редакционной коллегии и др.

Важнейшими работами Н.Н. Павловского являются его исследования в области безнапорной фильтрации, в которых он дает решение важных практических задач, таких, как фильтрация воды из каналов, приток воды к горизонтальным фильтрам, фильтрация в основании плотины, образуемой наброской камня в текущую воду, и др. Ряд законченных им исследований в этой области гидравлики напечатаны в трудах ВНИИГ (1936 – 1937 гг.).

В 1936 г. Н.Н. Павловский разработал приближенный гидромеханический метод решения задачи о напорной фильтрации в условиях сооружения, имеющего сложный подземный контур и расположенного на водопроницаемом слое конечной толщины. Этот метод, названный Н.Н. Павловским *методом фрагментов*, нашел большое практическое применение.

В тридцатые годы Н.Н. Павловский проводил теоретические исследования в области гидравлики открытых потоков, разработал теорию сопряжения бьефов, оригинальный метод маневрирования затворами, дал гидромеханическое решение вопроса об истечении через боковой водослив и др.

Огромные научные заслуги Н.Н. Павловского послужили основанием к избранию его в 1932 г. действительным членом Академии наук СССР. С этого времени Н.Н. Павловский одновременно с работой в других институтах начал работать в группе технической механики и энергетики Академии наук СССР.

В 1937 г. был издан «Гидравлический справочник» – результат огромного научного труда Н.Н. Павловского, в котором он обобщил весь материал по гидравлическим расчетам. Этот справочник на долгие годы стал настольной книгой каждого гидротехника.

Педагог и воспитатель

Одновременно с научной работой Н.Н. Павловский занимается педагогической деятельностью. В 1913 г. Советом Санкт-Петербургского Политехнического института Н.Н. Павловский был избран на должность преподавателя кафедры гидравлики на инженерно-строительном отделении и вплоть до 1917 г. переизбирался на эту должность.

В 1917 г. Н.Н. Павловский преподавал гидравлику в Петроградском институте инженеров путей сообщения, а в 1919 г. был избран профессором по кафедре осушения и орошения. В этом же году он возглавил кафедру инженерного искусства в Петроградском лесном институте.

В 1921 г. Н.Н. Павловский был избран профессором по кафедре гидравлики в Ленинградском политехническом институте, и с этого времени руководил кафедрой до конца жизни. Наряду с курсом гидравлики, с 1920 по 1929 гг., Н.Н. Павловский читал курс плотин в Политехническом институте.

С 1921 г. Н.Н. Павловский принимал активное участие в организации и руководстве учебным процессом в качестве проректора лесотехнологического факультета Лесного института, а с 1929 г. был деканом факультета водного хозяйства в Ленинградском политехническом институте.

В 1930 г. Н.Н. Павловский оставил педагогическую работу в Институте путей сообщения, а в 1932 г. в Ленинградском Лесном институте и сосредоточил свою деятельность педагога только в Ленинградском политехническом институте. Во время реорганизации Политехнического института в ряд самостоятельных вузов Н.Н. Павловский играл исключительную роль в создании Гидротехнического института, который впоследствии влился в состав Ленинградского индустриального института.

Роль Н.Н. Павловского как педагога и организатора учебной жизни высшей технической школы, в частности, Ленинградского политехнического института, чрезвычайно велика и исключительно плодотворна. Его авторитет был необычайно высок.

Огромной заслугой Н.Н. Павловского является его работа по созданию кафедры гидравлики в Ленинградском политехническом институте, для ко-

торой он разработал специальные программы по курсу гидравлики, отражавшие новые достижения науки и инженерной практики. Им были написаны прекрасные учебники и учебные пособия по гидравлике – «Курс гидравлики» (1930 г.) и «Учебный гидравлический справочник» (1929 г. и 1934 г.). Большое внимание уделял Н.Н. Павловский подбору преподавательских кадров, охотно привлекая к работе талантливую молодежь.

Понимая огромное значение лабораторных работ, Н.Н. Павловский организовал в 1927 г. в системе Ленинградского политехнического института гидравлическую лабораторию, которая впоследствии получила значительное развитие и в 1932 г. являлась крупнейшей лабораторией в стране.

Н.Н. Павловский был исключительно талантливым лектором, что создавало ему большую популярность среди студенчества.

Н.Н. Павловский по праву считается основателем замечательной школы гидравлики. Его ученики и последователи, в первую очередь в Научно-исследовательском институте гидротехники и Политехническом институте, продолжили его работу, используя на практике его идеи.

От теории к практике

Годы активной научной жизни Н.Н. Павловского совпали с интенсивным гидротехническим строительством в нашей стране, которое требовало решения проблем по самым различным направлениям науки и техники. Поэтому Н.Н. Павловский, отдавая себя высшей технической школе и научно-исследовательской работе, также был тесно связан с производством.

Н.Н. Павловский был консультантом, участвовал в экспертизах, в рассмотрении проектов и в разрешении отдельных сложных вопросов, возникающих в связи со строительством того или иного объекта.

В 1922 – 1925 гг. Н.Н. Павловский состоял консультантом Волховстроя, в 1926 – 1927 гг. – консультантом и членом Технического совета Днепровского строительства, в 1930 – 1931 гг. – членом Центрального электротехнического совета, в 1934 – 1935 гг. – председателем Технического совета «Нижневолгопроекта». Кроме того, он состоял членом Высшего водно-технического совета Госплана СССР, затем членом Научно-технического совета Главхлопкома НКЗ СССР и членом Высшего технико-экономического совета при секторе гидростроительства Госплана СССР.

До конца своей жизни Н.Н. Павловский состоял консультантом и членом Технического совета Гидроэнергопроекта, консультантом Свирьстроя и консультантом Гипровода.

Н.Н. Павловский участвовал в правительственных экспертизах по рассмотрению проекта Свирьстроя, по проблеме Большой Волги и по проекту защиты Ленинграда от наводнений. По постановлению правительства он являлся членом наблюдательных технических советов Волховстроя, Свирьстроя и Днепростроя.

Все это свидетельствует о той огромной роли, которую Н.Н. Павловский играл в производственной жизни страны.

Работая весьма плодотворно в области научных исследований и по подготовке кадров молодых инженеров, принимая активное участие в работах

производственных организаций, он проявлял себя также и как крупный общественный деятель.

Стремление Н.Н. Павловского к пропаганде научно-технических идей вызвало у него большой интерес к общественной жизни.

Он принимал деятельное участие в организации Всесоюзного совещания гидравликов и гидротехников и в организации Первого всесоюзного съезда гидравликов и гидротехников, являлся инициатором и активным сотрудником Всесоюзного научно-технического общества гидравликов и гидротехников. При Ленинградском доме ученых он создал гидротехническую группу, работой которой руководил до конца жизни.

Н.Н. Павловский состоял кандидатом в члены Ленинградского Совета XIII и XIV созывов и принимал активное участие в работе топливно-энергетической секции и в разработке мероприятий по реконструкции Ленинграда.

Послесловие

Н.Н. Павловский оставил после себя огромное научное наследие. Им было написано свыше 100 научных трудов, которые способствовали быстрому развитию гидравлических знаний в стране. Его работы по фильтрации создали целую эпоху в развитии науки. Постоянная связь Н.Н. Павловского с производством обусловила практическую значимость его работ. В 1955 – 1956 гг. Академией наук СССР издано двухтомное собрание трудов Н.Н. Павловского.

В память о выдающемся ученом в 1940 г. лаборатории фильтрации ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева было присвоено имя академика Н.Н. Павловского, а в 1971 г. на здании ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева была установлена мемориальная доска.

Использованная литература

1. Чаплыгин С.А. Николай Николаевич Павловский // Вестник АН СССР. 1937. № 6. С. 66 – 67.
2. Чугаев Р.Р. Николай Николаевич Павловский // Известия НИИГ. 1937. Т. XX. С. III – VIII.
3. Жизненный путь академика Николая Николаевича Павловского // Гидротехническое строительство. 1937. № 7. С. 3 – 4.
4. Ахутин А.Н. Научная работа в области гидравлики // Гидротехническое строительство. 1947. № 11. С. 24 – 30.
5. Чертоусов М.Д. Николай Николаевич Павловский // Труды ЛПИ. 1949. № 1. С. 87 – 97.
6. История ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева 1996. Т. 229.

От редакции

Список основных трудов Н.Н. Павловского

1. Теория движения грунтовых вод под гидротехническими сооружениями и ее основные приложения: литографированное изд. / Научно-мелиорац. ин-т. Вып.1. Петроград. 1922. 752 с.
2. Тезисы к работе «Теория движения грунтовых вод под гидротехническими сооружениями и ее основные приложения» / Научно-мелиорац. ин-т. Петроград. 1922. 8 с.
3. Об определении толщины флютбета / Научно-мелиорационный ин-т. Петроград. 1923. 18 с.: 2л. черт. (Отд. оттиск из «Известий Научно-мелиорац. ин-та». Вып. 6).
4. Гидравлический справочник. Пособие при гидравлических расчетах. Отд.1. Конспект важнейших формул. Отд. 2. Таблицы. Отд. 3. Графики. Л.: Путь. 1924. 192 с.: 23 л. черт.
5. Гидравлика. Ч.1 / Научно-мелиорационный ин-т. 1928. 379 с.: ил.
6. Учебный гидравлический справочник. Л.: Кубуч 1929. 100 с.: ил.
7. Неравномерное движение грунтовых вод / Гос. науч.-эксперим. ин-т гражд., пром. и инж. сооружений М.: Гостехиздат. 1930. 58 с.: 3л. ил.
8. О неравномерном движении при горизонтальном дне водотока / Научно-мелиорац. ин-т. Л. 1930. 45.: ил.
9. О неравномерном движении в водотоках с обратным уклоном дна / Ин-т мелиорации и гидротехники. Сектор гидротехники и гидротехн. сооружений Л. 1930. 63 с. (Отд. оттиск из «Известий сектора гидротехники». Вып.23).
10. О фильтрации воды через земляные плотины / Ин-т мелиорации и гидротехники Акад. с.-х. наук им. В.И. Ленина. Сектор гидротехники и гидротехн. сооружений. Л. 1931. 200 с.: ил.
11. Учебный гидравлический справочник. 2-е изд., испр. и доп. Л.: Кубуч 1931. 168 с.: ил.
12. О неравномерном движении грунтовых вод // Гидротехн. стр-во. 1931. № 10. С.10-14.
13. Неравномерное движение грунтовых вод (Дальнейшее развитие вопроса) / ВНИИ сооружений Ленингр. отд-ние. Л.: Кубуч 1932. 80 с.: ил.
14. О фильтрации воды через земляные плотины на непроницаемых основаниях. Л.: Кубуч 1932. 196 с.: ил.
15. Курс гидравлики: учеб. пособие для вузов. Ч.1. 2-е изд. Л.: Кубуч 1933. 180 с.: ил.
16. Основы гидромеханического расчета плотин системы Сенкова // Гидротехн. стр-во. 1936. № 8-9. С. 4-13, 27 рис.
17. Гидромеханический расчет плотин системы Сенкова. М.-Л.: Глав. ред. строит. лит. 1937. 94 с.: черт.
18. Универсальный тип плотины Сенкова // Гидротехн. стр-во. 1 937. № 1. С.8.
19. Гидравлический справочник. М.-Л.: ОНТИ. Глав.ред.энергетич.лит. 1937. 890 с.
20. Краткий гидравлический справочник / под ред. Р.Р. Чугаева. Л.-М.: Стройиздат. 1940. 314 с.: ил.
21. Собрание сочинений: в 2-х т. / [Комис. по изданию трудов акад. Н.Н. Павловского: акад. А. И. Некрасов (пред.) и др.; Вступ. статья проф. А.М. Черто усова] М.-Л.: Акад.наук СССР. 1955-1956. Т.1: Основы гидравлики. Открытые русла и сопряжения бьефов сооружений/ отв. ред. Р.Р. Чугаев. 1955. 547 с. Т.2: Движение грунтовых вод / отв. ред. С.Н. Нумеров. 1956. 771 с.

УДК 624.131.526

СПОСОБ РЕГУЛИРОВАНИЯ ОСАДОК ТЯЖЕЛЫХ СООРУЖЕНИЙ, ФУНДИРУЕМЫХ В ВОДОНОСНОЙ ТОЛЩЕ НЕСКАЛЬНЫХ СЛАБОПРОНИЦАЕМЫХ ГРУНТОВ

В.Н. Жиленков[1], И.Н. Белкова[2]

Возможность контроля и регулирования осадок тяжелых сооружений, базирующихся на толще водонасыщенных слабопроницаемых грунтов, во все времена привлекала внимание инженеров-строителей.

Проблемы обеспечения устойчивости сооружений уходят в глубь веков, когда люди стали строить большие дома и культовые сооружения и столкнулись с их неравномерными осадками.

Наиболее известным и показательным является продолжающееся увеличение наклона Пизанской башни, строительство которой было начато в 1173 г. Основание под башней в верхнем слое (толщиной 4 м) представлено песчаным грунтом, но под ним находится толстый слой жирной глины, фильтрационная консолидация которой (при давлении 0,5 МПа) практически целиком определяет скорость неравномерных осадок данного сооружения. В настоящее время она не превышает 0,7 мм в год.

Известно, что колокольня на площади Св. Марка в Венеции разрушилась в 1902 г. при отклонении, составлявшем 8% высоты, а у Пизанской башни это отклонение сейчас составляет 9,7%.

Эти аварийные ситуации были связаны с тем, что архитекторы имели слабое представление о геомеханических (по современной терминологии) свойствах грунтов в основаниях сооружений.

Тем более удивительны примеры аварий вследствие неравномерных осадок фундаментов крупных сооружений, построенных в первой половине прошлого века, когда в общих чертах были известны теоретические основы фильтрационной консолидации глинистых грунтов.

К числу таких аварий относится, например, опрокидывание Трансконского элеватора в Канаде, располагавшегося на отложениях ледниковых озерных глин толщиной 9 м (рис. 1).

Актуальность вопроса в наши дни подтверждается целым рядом примеров – при строительстве и эксплуатации Ровенской, Запорожской, Балаковской АЭС приходилось решать проблемы, связанные с неравномерностью деформаций податливых грунтов оснований. В частности, во время строительства Балаковской АЭС для устраннения недопустимо больших кренов реакторных блоков использовались тысячетонные контрпригрузки (заполняемые водой навесные резервуары), массу которых приходилось постоянно корректировать [1].

[1] Доктор техн. наук, главный научн. сотр.-консультант
Тел.: 535-50-04
[2] Старший научн. сотр.
Тел.: (812) 535-21-46, E-mail: bel@ground.vniig.ru
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, д.21

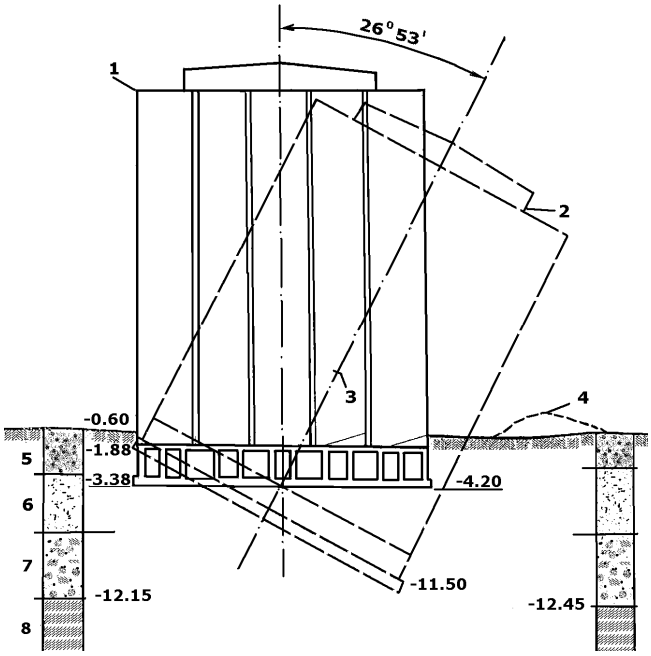


Рис. 1. Схема опрокидывания элеватора в Трансконе (Канада):
1 – начальное положение; *2* – после аварии 18.10.1913 г.; *3* – центр тяжести; *4*– экспериментальное зондирование (3.10.1952 г.); *5* – выпор; *6* – современные отложения; *7* – слотстая коричневая илистая глина; *8* – серая слоистая глина с линзами ила; *9* – подледниковые отложения

В этом отношении интересны представленные в таблице сведения о грунтах оснований ряда АЭС.

Для решения сложной задачи коррекции осадок при фундировании тяжелых сооружений и разрабатывался метод дренирования нескальных грунтов путем электроосмотической стимуляции фильтрационного потока [2]. Сущность способа заключается в локальном дренировании основания в зоне противоположной крену сооружения, вследствие чего в этой зоне устраняется архимедово взвешивание грунтов и, соответственно, из-за увеличения геостатического давления нижележащая толща подвергается дополнительному уплотнению.

С поставленной целью в концептуальном виде разработана автоматизированная система оперативного слежения за осадками сооружения, по результатам которого должен осуществляться определенный режим дренирования основания, а в качестве средств регулирования осадок в заданных пределах водоносной толщи предлагается использовать специально подобранные дренажные устройства.

Целесообразность и эффективность предложенного авторами настоящей работы способа компенсации неравномерных осадок сооружения подтверждается примером расчетной оценки смещений одного из фундаментов на площадке строительства Ленинградской АЭС-2.

Для коррекции наклонов тяжелых сооружений, возводимых на водоносных нескальных грунтах, предлагают применять *локальное регулируемое водопонижение в основании*, в процессе которого устраняется архимедова сила взвешивания грунта и таким образом в зоне водопонижения формируется *контргруз*, оказывающий дополнительное геостатическое

давление на нижележащую толщу в этой зоне. Кроме того, в данном случае устраняется архимедово взвешивание самого сооружения, если до этого оно находилось в подтопленном состоянии. А главное, обеспечиваются условия выхода внутрипоровой воды из деформируемой грунтовой толщи в процессе ее консолидации под действием внешней нагрузки от возводимого сооружения и одновременно дополнительного геостатического давления в указанной зоне водопонижения.

Эффект от формирования подобной локальной пригрузки поясняется расчетной схемой, приведенной на рис. 2.

Грунты в основаниях реакторных отделений АЭС и расчетные осадки фундаментов

АЭС, стадия	Грунты оснований	Номер блока	Тип фундамента	Осадка, мм
Балаковская (эксплуатация)	Подушка толщиной 4 – 6,5 м из щебня известняка, нижехвалынские аллювиальные глины и суглинки, твердые и полутвердые	1 3	Плита Плита	400 500
Башкирская (строительство)	Аллювиальные супеси, суглинки, глины и пески	–	Плита	
Запорожская (эксплуатация)	Четвертичные пески мелкие и средней крупности, средней плотности	1	Плита	134
Калининская (эксплуатация)	Ледниковые суглинки и глины от твердых до полутвердых	1 2 3	Плита Плита Свайный	360 297 45.5
Костромская (проект)	Ледниковые суглинки твердые и полутвердые	–	–	–
Крымская (консервация)	Эолово-делювиальные суглинки и глины от твердых до тугопластичных		Плита	280
Ленинградская (эксплуатация)	Мергелистые глины твердые с тонкими прослоями песчаника, протерозойского возраста	А	Плита	64.9
Татарская (строительство)	Аллювиально-делювиальные суглинки и глины от твердых до тугопластичных	–	Плита	–



Рис. 2. Расчетная схема при оценке изменения геостатического давления вследствие водопонижения

При глубине ΔT локального водопонижения возникает дополнительная пригрузка

$$\Delta p = \Delta T\,(p_0 - p_w) =$$

$$= \Delta T\,[g\,\rho_s\,(1-n)\,(1+W_H) - g\,(\rho_s - \rho_w)\,(1-n)] =$$

$$= \Delta T\left[g\rho_s(1-n)\left(W_H + \frac{\rho_w}{\rho_s}\right)\right],$$

где p_0 – вес водонасыщенного грунта в расчетном его объеме; g – ускорение свободного падения; ρ_s – плотность частиц грунтовой толщи; ρ_w – плотность воды; n – пористость грунта; W_H – наименьшая влагоемкость грунта, величина которой практически не зависит от глубины водопонижения.

Например, в случае создания локального водопонижения на глубину ΔT = 5 м в супесчаной толще с пористостью n = 0,3, плотностью частиц ρ_s = 2,7 г/см^3 = 2,7 т/м^3 и W_H = 0,25, величина пригрузки на этой глубине составит Δp = 6 т/м^2 (см. рис. 2), что не так мало для дополнительного уплотнения грунта в зоне водопонижения с помощью дренажа, эффективность действия которого может быть существенно увеличена при подключении к дренажу системы электроосмотической фильтрации.

Оценивая таким образом величину дополнительной геостатической пригрузки следует иметь ввиду, что влажность глинистых грунтов в зоне дренирования, как правило, практически остается неизменной. В грунтоведении эту удерживаемую воду называют *подвешенной водой*, а наибольшее ее количество принято называть *наименьшей влагоемкостью* (НВ), величина которой не зависит от толщины промоченного слоя грунта.

Вместе с тем следует заметить, что влияние слабых глинистых пород, залегающих под подошвой сооружения, особенно ощутимо при значительных размерах его фундаментной плиты, когда влияние дополнительных напряжений от веса сооружения передается на большую глубину.

Предлагаемый способ регулирования осадок тяжелых сооружений

Способ относится к области строительства тяжелых и крупногабаритных сооружений, в частности, к технологическим приемам возведения реакторных блоков АЭС, фундируемых в неоднородной толще водоносных и слабопроницаемых нескальных грунтов [1].

Характерной и крайне негативной особенностью процесса строительства и последующей эксплуатации сооружений в этих условиях являются неравномерные деформации грунтовой толщи, сжимаемой под действием значительных нагрузок, в связи с чем происходят недопустимые осадки и крены сооружения.

Известен способ регулирования осадок и крена сооружения, фундируемого на сжимаемой толще водонасыщенных нескальных грунтов с использованием дополнительной пригрузки сооружения со стороны противоположной наблюдаемому крену [2]. Сущность способа заключается в ускорении отжатия под действием дополнительной пригрузки воды, со-

держащейся в поровом пространстве геологических элементов грунтовой толщи основания, оказывающих сравнительно большое сопротивление внешнему уплотняющему давлению. Недостатком такого способа является то, что для создания часто значительной и крупногабаритной пригрузки необходимо выделить для ее размещения соответствующее по размерам место внутри сооружения или установить пригрузку снаружи, например, заполняемые водой навесные баки, что в том и другом случаях существенно усложняет технологический цикл строительства.

Также известен принятый нами за прототип способ ускорения консолидации и упрочнения слабых водонасыщенных грунтов в основании сооружения путем дренирования грунтового массива основания рассредоточенными по всей подошве сооружения вертикальными дренами с выпуском (разгрузкой) отжимаемой из грунта воды в находящийся под сооружением тюфячный дренаж [3].

Однако, при часто встречающемся неоднородном геологическом строении грунтовой толщи, например, в виде перемежающегося напластования ее инженерно-геологических элементов, а также при неравномерном распределении внешней нагрузки, данным способом нельзя выборочно воздействовать на процессы отжатия воды из различных по своим геофильтрационным свойствам элементов геологической структуры основания и управлять его деформированием, чтобы избежать недопустимых неравномерных осадок и, соответственно, кренов сооружения во время его строительства и эксплуатации.

Технический результат, на достижение которого направлено предложение авторов настоящей работы, состоит в способе обеспечения равномерности деформаций основания в процессе *фильтрационной консолидации* его геоструктурных элементов, слагающих толщу основания.

Для достижения указанного технического результата данным способом, включающим дренирование основания для обеспечения отжатия из него воды под действием веса сооружения, дренаж выполняют в виде пробуренных из периметральной потерны вертикальных или веерных (имеющих наклон в сторону сооружения) скважин, оборудованных соответствующими фильтровыми оболочками и эжекторными устройствами, либо присоединенных к вакуумному коллектору, что в том и другом случае позволяет осуществлять регулируемую откачку воды из этих скважин, водоприемные участки которых находятся в активной зоне влияния изменяющейся внешней нагрузки на геофильтрационное состояние грунтов в основании сооружения.

Для повышения эффективности системы дренирования, прежде всего на ограниченных участках внешнего контура фундаментной плиты, целесообразно в подходящих случаях воспользоваться электроосмотической стимуляцией водопритока к дренажным скважинам. С этой целью в интервалах между скважинами предлагается внедрить в грунтовую толщу металлические стержни (прутки), которые будут служить анодными электродами в процессе электроосмотическойстимуляции дренирования.

Конструктивная схема обустройства подземного контура сооружения представлена на рис. 3.

Обустройство целесообразно проводить в следующей последовательности: на предусмотренных в проекте внешних консолях фундамент-

ной плиты возводимого сооружения (по всему его периметру) выполняют, используя обычные приемы буровых работ, вертикальные или при обоснованной необходимости наклонные дренажные скважины с водоприемными участками, находящимися в пределах сжимаемой толщи грунтов (то есть в зоне активного влияния нагрузки, от сооружения на геофильтрационные свойства структурных элементов основания). При этом скважины либо присоединяют через запорные устройства (вентили) к трубчатому коллектору, в котором с помощью вакуумного насоса поддерживается давление ниже атмосферного, либо оснащают гидро – или пневмоэлеваторами малой производительности, а также запорными устройствами (задвижками) на случай режимного отключения скважины.

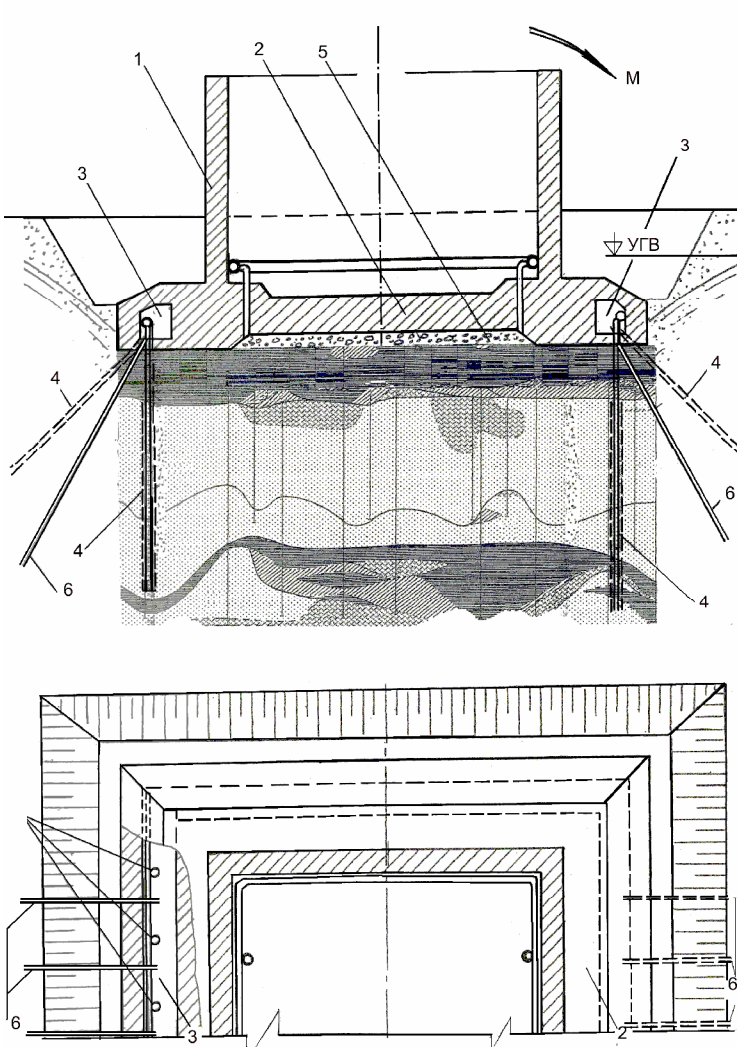


Рис. 3. Обустройство подземного контура сооружения для обеспечения равномерности деформаций основания в процессе фильтрационной консолидации
1 – нижняя часть сооружения; *2* – фундаментная плита сооружения с консолями; *3* – периметральная потерна на консолях с находящимися в ней оголовками дренажных скважин и элементами системы наблюдений за осадками сооружения (например, путем гидравлического нивелирования); *4* – вертикальные и наклонные дренажные скважины, оборудованные устройствами заданного понижения уровня грунтовых вод (например, с помощью гидро- или пневмо-эжекторных устройств или вакуумирования); *5* – пластовый дренаж под фундаментной плитой; *6* – анодные электроды дополнительной электроосмотической системы водопонижения

Если в процессе возведения сооружения и далее – во время его эксплуатации будут замечены признаки неравномерной и недопустимой по своей величине деформации грунтовой толщи основания, сопровождающейся кренами, производят контролируемое водопонижение в дренажных скважинах, расположенных с противоположной стороны того участка, где наблюдается интенсивная деформация основания и где в это время необходимо отключать скважины от коллектора

В этих условиях на дренируемом участке инициируется отжатие внутрипоровой воды из грунта, сопровождающееся его уплотнением, которое также может происходить под действием дополнительной весовой (геостатической) пригрузки, возникающей с интенсивностью: около 0,7 т/м^3 – при осушении песчаного грунта вследствие устранения взвешивающей его архимедовой силы; до 2 т/м^3 – если в депрессионной воронке оказывается слой глинистого грунта, обычно с очень малым коэффициентом водоотдачи ($\mu = 0,1 – 0,15$).

В особых случаях, когда на определенном участке необходимо ускорить процесс консолидации грунта, включают систему электроосмотической стимуляции дренирования, осуществляя при этом оперативный контроль за происходящими осадками сооружения, используя для этого соответствующие средства.

Устройство для оперативного контроля за осадками сооружения

Предлагаемое устройство является техническим средством, позволяющим контролировать (главным образом в автоматическом режиме) осадки фундаментов сооружений, расположенных на деформируемых грунтах.

Известны устройства определения высотного положения отдельных точек сооружения, действие которых основано на принципе сообщающихся сосудов. Это, так называемое, гидростатическое нивелирование. Использование таких устройств (в виде гидростатических нивелиров) для текущего контроля за перемещениями (осадками) во многих точках сооружения связано с большими трудностями. Вместе с тем надежность работы крупных агрегатов и самих сооружений (например, реакторов АЭС) в значительной мере зависит от устойчивости их фундаментов, особенно если в основании залегают деформируемые грунты.

Проблему текущего контроля за вертикальными перемещениями сооружения предлагается решить с помощью устройства, преобразующего в электрический сигнал перемещение (осадку) в точке его расположения. Схематически устройство показано на рис. 4.

Физические принципы, которые используются в предлагаемом нами устройстве, реализуют исходную концепцию преобразования величины осадки в электрический сигнал для регистрации на оперативном пульте.

Устройство работает следующим образом: При вертикальном перемещении сооружения вниз (осадке), также перемещается укрепленный в контролируемой точке кронштейн вместе с гидростатической поплавковой камерой. Однако уровень жидкости в этой камере не изменяется в процессе осадки сооружения, так как камера сообщается с отдельно расположенным на недеформируемом участке основания и заполненным жидкостью базисным резервуаром. Причем уровень жидкости постоянно поддерживается

тем или иным способом (например, поплавковым дозатором) на заданной отметке. В результате, во время осадки сооружения происходит взаимное смещение находящегося на оси поплавка и ферромагнитного элемента индуктивного преобразователя (датчика), электрический сигнал которого через переключатель селекторно направляется в цифровой тензометрический мост и после численного пересчета по программе, заложенной в ЭВМ, определяются величины линейных перемещений контрольных точек сооружения и регистрируются с помощью компьютера в графической или табличной форме.

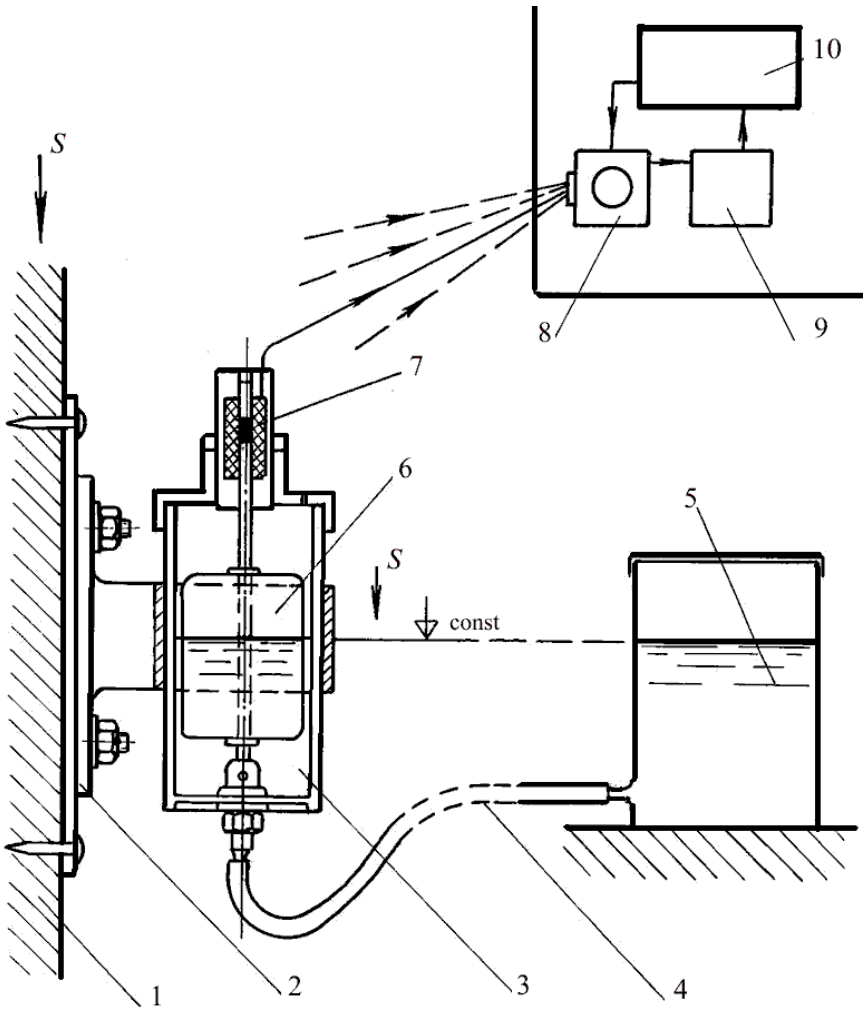


Рис. 4. Схема устройства для контроля за осадками сооружения
1 – сооружение, вертикальное перемещение (осадку) которого необходимо контролировать;
2 – кронштейн, укрепленный в контрольной точке сооружения; *3* – гидростатическая поплавковая камера; *4* – трубка, обеспечивающая переток жидкости из базисного резервуара в поплавковую камеру;
5 – базисный резервуар для жидкости, расположенный на недеформируемом участке основания;
6 – поплавок, находящийся на вертикальной оси; 7 – электрический преобразователь перемещения (датчик); *8* – переключатель датчиков; *9* – цифровой тензометрический мост;
10 – компьютер для обеспечения заданного режима контроля и регистрации результатов

Для измерения осадок в контролируемых точках периметральной потерны целесообразно использовать электрические преобразователи уровня жидкости ПУЖС, какие применялись в свое время в НИС Гидропроекта, в диапазонах измерений: 0 – 82; 0 – 64 и 0 – 130 мм, при основной погрешности, приведенной к диапазону не более ± 0,6 %.

Для этой цели также могут использоваться индукционные датчики, разработанные специалистами Новосибирского института прикладной геодезии (НИИПГ), которые прошли успешную апробацию при осуществлении контроля за состоянием плотины Саяно-Шушенской ГЭС. Подробные сведения об этом содержатся в работе [4].

Система наблюдений должна работать в автономном режиме с электропитанием от литиевых батарей.

Измерения осадок осуществляются по таймеру, режим работы которого программируется заранее. Датчики перемещений подключаются к контроллерам – устройствам, осуществляющим первичный сбор данных по командам с беспроводного автоматического дата-логгера, при этом информация преобразуется в цифровую кодировку непосредственно в месте измерения. Результаты измерений в заданное время считываются и накапливаются дата-логгерами.

Передача накопленных данных с логгеров на компьютер осуществляется по кабельной связи.

Управляющая компьютерная программа позволяет производить первичную настройку, управление работой оборудования, сбор и хранение информации, а также моментальную визуализацию результатов измерений в графическом и табличном видах.

Примеры использования численного моделирования для определения осадок сооружений вследствие локального водопонижения в основании

Как следует из представленных материалов, контролируемое локальное снижение уровня грунтовых вод дает возможность оказывать влияние на величину осадок фундаментов сооружений, расположенных на деформируемых грунтах. А значит, в случае необходимости, например при опасности возникновения недопустимых кренов зданий, оперативное образование депрессионной воронки путем стимуляции дренирования грунтов в определенных зонах позволило бы урегулировать ситуацию, изменяя соотношение осадок краев фундамента. Координированное регулирование осадок может стать важным инструментом, позволяющим обеспечить компенсацию возможного крена сооружения.

Для оценки степени влияния местного понижения уровня грунтовых вод на величину дополнительных осадок были выполнены поверочные расчеты на численной модели, имитирующей поведение жесткого фундамента на грунтовом основании. С этой целью была использована модель «фундамент – основание», разработанная для анализа статической консолидации и исследований осадок фундаментов различных зданий одного из энергоблоков Ленинградской АЭС [4], где в основании фундаментов основных сооружений залегают коренные породы трех разновидностей: нижнекембрийские и верхнепротерозойские глины и песчаники. Эти слои выделены везде в пределах площадки и выдержаны по глубине залегания и

толщине, границы слоев грунта имеют достаточно равномерное субгоризонтальное простирание.

При подготовке к возведению сооружений энергоблока верхние геологические слои снимаются до предусмотренной проектом глубины выемки под фундаменты 13,2 м. В этом случае дно котлована под реакторное отделение и примыкающие к нему здания безопасности и паровой камеры оказываются ниже кровли слоя нижнекембрийских глин, толщина которого под подошвами фундаментов этих сооружений составляет 10 – 12,5 м. Ниже залегает прослой песчаников мощностью от 0,7 до 3,9 м, под которым до глубины 80 м расположены глины верхнего протерозоя, визуально не отличающиеся от нижнекембрийских глин.

Уровень грунтовых вод на участке основных сооружений устанавливается на отметках дневной поверхности, причем питание грунтовых вод происходит за счет атмосферных осадков и талых вод.

Водовмещающими грунтами основания являются песчаники ломоносовской свиты нижнего кембрия, которые разделяются друг от друга прослоями водоупорных глин.

Водоносные зоны, приуроченные к песчаникам, образуют ломоносовский водоносный горизонт, воды которого имеют непосредственную гидравлическую связь с верховыми грунтовыми водами с областью питания по всей площади горизонта.

Для определения диапазона возможностей при корректировке крена фундаментной плиты реакторного отделения (РО) была поставлена задача консолидации, решение которой позволяет получить численные параметры осадок в зависимости от размеров области водопонижения. С этой целью использовалась ранее разработанная математическая модель системы сооружение – основание, учитывающая строение грунтового основания, а также положение и габариты фундаментов реакторного отделения и соседствующих с ним зданий.

Водопроницаемость инженерно-геологических элементов модели

Геологический слой, на котором базируются фундаменты, представлен нижнекембрийскими глинами. Водопроницаемость глин в массиве определяется, главным образом, степенью их трещиноватости. С учетом выявленных особенностей структуры для расчетных оценок осредненный параметр проницаемости по всей толще основного глинистого слоя непосредственно под фундаментами был принят равным $k_ф$ = 0,05 м/сут. Проницаемость глин верхнего протерозоя принималась в расчетах на порядок ниже.

Параметры численной модели

Численное моделирование выполнялось для поперечного сечения системы *фундамент – слоистое основание* протяженностью около 500 м.

Для адекватной оценки осадок фундаментов вертикальный размер расчетной области, который был определен с учетом необходимой глубины сжимаемой толщи, составил 54 м.

Расчеты осадок в процессе консолидации грунта проводились по схеме плоской деформации с использованием программного комплекса

«Диск-Геомеханика»*, в котором реализован метод конечных элементов (МКЭ).

Грунт основания моделировался как двухфазная среда. Механическое поведение грунта описывалось упруго-пластической моделью Николаевского.

На рис. 5 представлен фрагмент расчетной области с разбивкой МКЭ и с учетом схематизации геологического строения основания. Область разбита сеткой МКЭ, состоящей из 39715 трехузловых элементов, число узлов – 20180.

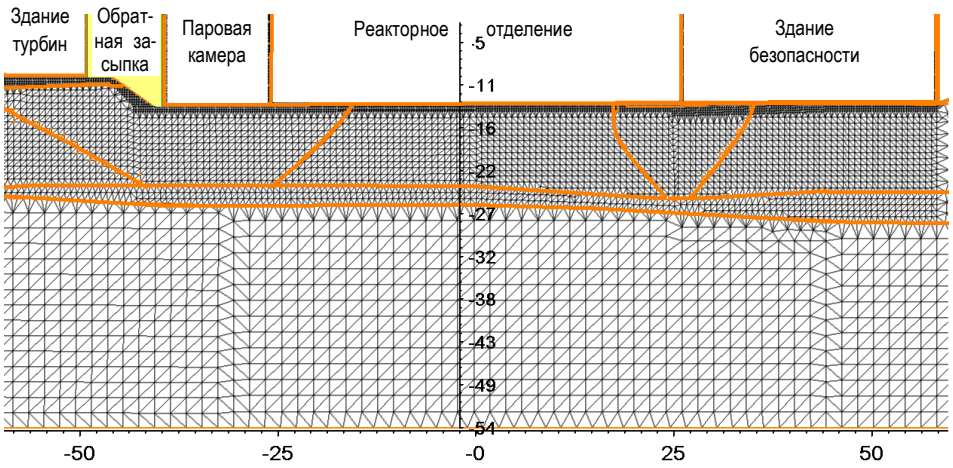


Рис. 5. Фрагмент расчетной области: грунты основания и фундамент зданий энергоблока

Постановка задачи и результаты расчетных оценок

При постановке задачи предполагалось, что с целью корректировки наклона фундаментной плиты РО под одним из ее краев выполняется искусственное водопонижение до некоторых установленных нами отметок. При этом образуется депрессионная воронка, контуром которой является изолиния нулевых давлений в поровой воде.

Текущая конфигурация зоны осушения определялась при решении задачи статической фильтрационной консолидации и, находясь в зависимости от заданных параметров проницаемости, изменялась во времени. Капиллярный подъем при этом не учитывался.

В процессе локального снижения уровня поверхности депрессии изменялись весовые параметры тех грунтов глинистого слоя, которые на текущий момент времени оказывались в зоне осушения. То есть при моделировании принималось, что на грунт, находящийся в переходный момент времени выше изолинии нулевого давления, прекращалось действие архимедовой силы. Но при этом считалось, что при образовании депрессионной воронки после перехода грунтового элемента из взвешенного состояния *под водой* в положение *выше уровня поверхности депрессии* влажность

* Программный комплекс "Диск-Геомеханика" аттестован Научно-техническим центром по ядерной и радиационной безопасности Госатомнадзора России. Регистрационный номер паспорта аттестации № 91 от 14.05.98.

глинистого слоя неизменна. Соответствующим образом на величину взвешивания постепенно увеличивался объемный вес глинистого материала в зоне осушения.

Локализация и значение минимальной отметки уровня водопонижения были выбраны таким образом, чтобы их варьирование позволило оценить возможный диапазон дополнительных вертикальных перемещений противоположных сторон фундамента.

Условия, при которых проводилась начальная оценка деформаций основания, задавались следующим образом: считалось, что статическая консолидация по окончании строительства завершена и осуществляется режим нормальной эксплуатации АЭС. Такое состояние системы означает, что после вскрытия котлована выполнена пригрузка основания в соответствии с рабочими массогабаритными параметрами сооружений, входящих в состав блока, а также выполнены обратные засыпки между зданиями, при этом система водопонижения обеспечивает необходимое снижение уровня грунтовых вод (УГВ) до отметок подошвы фундаментов, включенных в расчетное сечение.

При этих условиях были получены величины стабилизированной осадки здания реакторного отделения с учетом влияния нагрузок от соседних сооружений.

Величины полученных расчетами дополнительных осадок сооружения, разумеется, находились в прямой зависимости от размеров и местоположения депрессионной воронки.

По результатам проведенных расчетов оказалось, что для того чтобы компенсировать начальный крен, который составлял 1,5 см (против часовой стрелки), и выровнять фундаментную плиту, достаточно понизить уровень грунтовых вод под правой кромкой здания РО менее чем на два метра. Дальнейшее снижение уровня (более чем на 2 м) было бы уже достаточно для того, чтобы изменить первоначально имевшийся наклон подошвы в обратную сторону.

При увеличении глубины воронки депрессии до 9 м, крен в сторону правого края составил 2,3 см в направлении противоположном первоначальному. Таким образом, суммарная амплитуда изменения наклона возросла до 3,8 см.

При обеспечении более значительного водопонижения, до глубины воронки 12 м достигнутый расчетный крен по часовой стрелке составил более 5 см.

Таким образом, создавая воронку под правым краем сооружения, есть возможность варьировать абсолютный крен на величину от 1,5 см при его компенсации до 5,0 см в противоположном направлении, т.е. суммарный дифферент может составить 6,5 см.

При снижении УГВ под левым углом фундамента может быть получена дополнительная осадка 7,5 см, усугубляющая наклон здания.

Максимальная амплитуда крена, полученная путем численного моделирования водопонижения, имеет размах порядка 6,5 – 7,5 см в ту или иную сторону. По отношению к ширине подошвы сооружения величина искусственно созданного дифферента лежит в диапазоне ± 0,0015.

Итак, в расчетных вариантах при заданных условиях под каждой из противоположных сторон подошвы РО были получены дополнительные

осадки, величина которых может регулироваться размером и глубиной создаваемой депрессионной воронки.

На основании анализа результатов оценки осадок, полученных путем численного моделирования локального водопонижения, можно констатировать, что направленное снижение уровня грунтовых вод дает возможность корректировки перекоса фундаментной плиты. Тем более что нами рассмотрен пример расчетной оценки осадок сооружения, которое фундируется в прочных грунтах с относительно высокими модулями деформации. В то время как на практике чаще приходится сталкиваться с проблемами сооружений на основаниях с более низкими геомеханическими параметрами. Следовательно, в этих случаях существенно возрастает и степень влияния регулируемого водопонижения на осадки фундаментов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Зализский А.Г., Скрыпников В.И. , Тиняков Ю.М. и др**. Опыт контроля и корректировки наклона зданий реакторных отделений Балаковской АЭС // Атомные электрические станции. 1991. Вып. 12. С. 12 – 27.

2. Заявка № 2008696/03 на изобретение «Способ регулирования осадок тяжелых сооружений, фундируемых в водоносной толще нескальных слабопроницаемых грунтов». Решение Роспатента о выдаче патента от 17.04.09.

3. **Цытович Н.А.** Механика грунтов (Краткий курс). М.: «Высшая школа. 1973.

4. **Епифанов А.П., Стефаненко Н.И.** Из опыта организации безопасной эксплуатации Саяно-Шушенской арочно-гравитационной плотины // Гидротехническое строительство. 2008. № 11. С. 5-10.

УДК 624.137.034.9:626/627

ОЦЕНКА ФИЛЬТРАЦИОННОЙ ПРОЧНОСТИ ГРУНТОВОЙ ПЛОТИНЫ С ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННЫМИ УСТРОЙСТВАМИ В ТЕЛЕ И ОСНОВАНИИ

А.В. Ищенко[1], В.В. Вишневский[2], М.Ю. Косиченко[3]

Надежность грунтовых плотин в значительной степени определяется фильтрационной прочностью грунта тела и основания плотины. Мировой опыт плотиностроения показывает, что более 30 – 40% аварий и разрушений грунтовых плотин происходит вследствие воздействия фильтрации и фильтрационных деформаций [1]. Поэтому дальнейшее совершенствование методик расчета фильтрации и фильтрационной прочности земляных плотин является важной задачей. Фильтрационная прочность грунтовых плотин включает в себя соблюдение следующих условий:

недопущение опасных фильтрационных деформаций грунтов тела, основания и береговых примыканий сооружения под действием фильтрационного потока;

недопущение фильтрационных деформаций в материале противофильтрационных устройств (экране, ядре, зубе, завесе).

Вопросам проектирования грунтовых плотин, оценке их надежности и фильтрационной прочности посвящены работы Е.Н. Беллендира, Д.А. Ивашинцова, Р.Р.Чугаева, О.М. Финагенова, В.Н. Жиленкова, С.В. Сольского и др.

Рассмотрим методику оценки фильтрационной прочности грунтовой плотины на примере каменно-земляной плотины Юмагузинского водохранилища. Такая оценка состоит из расчетов фильтрации через тело и основание плотины, проверки условий общей и местной фильтрационной прочности в соответствии с действующими СНиП 2.06.05-84 и 2.02.02-85 [2,3].

Каменно-земляная плотина Юмагузинского водохранилища включает малопроницаемое суглинистое ядро в теле, цементационную завесу в основании и дренажный банкет [4].

Расчетная схема плотины приведена на рис. 1,*а*.

Порядок проведения оценки фильтрационной прочности плотины принимается следующим.

1. Удельный фильтрационный расход через тело плотины с суглинистым ядром и дренажным банкетом определяется с учетом приведенной длины ядра, по зависимости из справочника [5]. При этом для упрощения основание принято непроницаемым.

[1] Канд. техн. наук., профессор
Тел.: (8635) 22 26-96, E-mail:ishenko1954@mail.ru
[2] Ассистент.
Тел.: (8635) 22-26-96, E-mail:wisch@mail.ru
ФГОУ ВПО НГМА 346428, г. Новочеркасск, ул. Пушкинская, 111
[3] Канд. техн. наук., доцент
Тел.: (8635) 22-57-09
ГОУ ВПО «Южно-Рос. гос. техн. Университет», 346428, г. Новочеркасск,
ул. Просвещения, 132

$$q_{т} = k_{т} \frac{H_1^2 - H_2^2}{2(L + L_v)}, \qquad (1)$$

где $L = m_1 d + b + 0{,}4H + m_2 \left(H_1 + d - h_{др}\right) - m_3' h_{др}$; $L_v = \frac{k_т}{k_я} \delta_{ср\,я}$; $H = H_1 - H_2$;

$k_т$ – коэффициент фильтрации грунта тела плотины из гравелисто-галечникового материала; H_1, H_2 – глубины воды в верхнем и нижнем бьефах; L – расстояние по подошве плотины от верхнего бьефа до дренажного банкета; L_v – виртуальная толщина ядра плотины, приведенная к проницаемости грунта тела; $\delta_{ср\,я}$ – средняя действительная толщина ядра плотины; $h_{др}$ – высота дренажного банкета плотины; $k_я$– коэффициент грунта ядра плотины; H – напор на плотине; m_1, m_2 – коэффициенты заложения верхового и низового откосов плотины; d – превышение гребня плотины над уровнем воды в верхнем бьефе; m_3 − коэффициент заложения внутреннего откоса дренажного банкета.

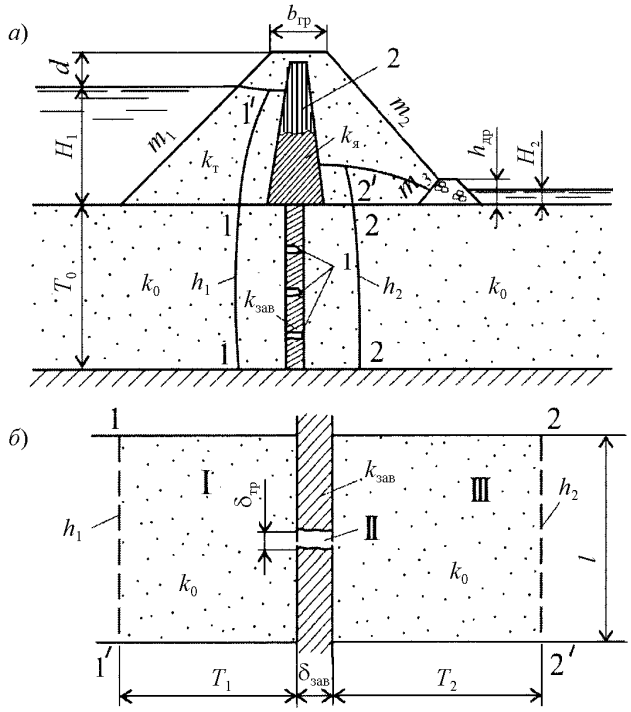


Рис. 1. Расчетная схема грунтовой плотины с ядром в теле и противофильтрационной завесой в основании:
а – схема плотины с возможными трещинами в противофильтрационных элементах;
б – схема фрагмента с трещиной в завесе (1–1, 2–2 – расчетные линии равных напоров):
1 – сквозные горизонтальные трещины в завесе; *2* – сквозные вертикальные трещины в ядре

2. Ординаты кривой депрессии в теле плотины находятся по зависимости

$$h_{x_i} = h \sqrt{\frac{x_i}{L_0}}, \qquad i = 1...10, \qquad (2)$$

где

$$h=\frac{H_1}{\sqrt{1+\frac{k_т}{k_я}\frac{\delta_{ср\,я}}{L_0}}}+H_2;\quad L_0=m_2\left(H_1+d-h_{др}\right)-m_3h_{др}+0,5\left(b-\delta_{ср\,я}\right);$$

$x_i = i\Delta x$; $\Delta x = L_0/10$; h – ордината кривой депрессии за ядром плотины; L_0 – расстояние от дренажного банкета до точки выхода кривой депрессии за ядром; x_i – абсцисса кривой депрессии от дренажного банкета до рассматриваемой точки.

3. Удельный фильтрационный расход в основании плотины с противофильтрационным устройством, включающим стенку в грунте и цементационную завесу рассчитывается по зависимости

$$q_0=\frac{k_{0_1}HT_{пр}}{0,88T_{пр}+L+\Delta L_{ПФУ}},\qquad (3\ )$$

где

$$L=m_1\left(H_1+d\right)+b+m_2\left(H_1+d-h_{др}\right)-m_3h_{др};$$

$$T_{пр}=T_1+T_{2пр}=T_1+T_2\frac{k_{0_2}}{k_{0_1}};\quad T=T_1+T_2$$

$$\Delta L_{ПФУ}=\overline{\delta}_{ПФУ}\frac{k_{0_1}}{\overline{k}_{ПФУ}};$$

$$\overline{k}_{ПФУ}=\frac{k_{ст}T_1+k_{зав}T_2\frac{k_{0_2}}{k_{0_1}}}{T_1+T_2\frac{k_{0_2}}{k_{0_1}}};\qquad \overline{\delta}_{ПФУ}=\frac{\delta_{ст}T_1+\delta_{зав}T_2\frac{k_{0_2}}{k_{0_1}}}{T_1+T_2\frac{k_{0_2}}{k_{0_1}}};$$

k_{0_1} – коэффициент фильтрации первого слоя основания; $T_{пр}$ – приведенная мощность водопроницаемого основания; T – общая действительная мощность основания плотины; T_1, T_2 – мощность первого и второго слоев основания; $\Delta L_{ПФУ}$ – приведенная толщина противофильтрационного устройства в основании; $\delta_{ст}$, $\delta_{зав}$ – толщина соответственно стенки и цементационной завесы в основании.

4. Суммарный удельный фильтрационный расход через тело и основание плотины определяется по зависимости

$$q = q_т + q_0.$$

5. Условие общей фильтрационной прочности тела плотины проверяется согласно [2]

$$I_{est,m}\le\frac{1}{\gamma_n}I_{cr,m},$$

где $I_{est,m}$ – действующий средний градиент напора; $I_{cr,m}$ – критический средний градиент напора; γ_n – коэффициент надежности.

Действующий средний градиент напора тела плотины (по Р.Р. Чугаеву [6])

$$I_{\text{est},m} = \frac{H}{L_{\text{ур}} + 0{,}4H_1 + 0{,}4H_2},$$

где $L_{\text{ур}} = m_1 d + b_{v_{\text{гр}}} + m_2\left(H_1 + d - h_{\text{др}}\right) - m_3 h_{\text{др}}$; $b_{v_{\text{гр}}}$ – виртуальная ширина по гребню плотины; $b_{v_{\text{гр}}} = b + L_v - \delta_{\text{ср}_\text{я}}$; $L_v = \frac{k_\text{т}}{k_\text{я}}\delta_{\text{ср}_\text{я}}$; $H = H_1 - H_2$; H_2 – глубина в нижнем бьефе.

Значение критического среднего градиента напора для гравелисто-галечникового грунта плотины принимается $I_{\text{cr},m}$ = 0,50 – 0,75; значение коэффициента надежности для плотины Юмагузинского гидроузла I класса капитальности γ_n = 1,25.

6. Условие местной фильтрационной прочности грунта тела плотины при выходе потока в дренажный банкет проверяется по зависимости

$$I_{\text{est}} \le \frac{I_{\text{cr}}}{\gamma_n},$$

где $I_{\text{est}} = \frac{h_2 - h_1}{x_2 - x_1}$ – местный градиент напора; I_{cr} – местный критический градиент напора (для гравелисто-галечниковых грунтов равный 1,0).

7. Условие общей фильтрационной прочности основания проверяется по зависимости

$$I_{\text{est},m} \le \frac{1}{\gamma_n} I_{\text{cr},m},$$

где $I_{\text{est},m} = \frac{H}{0{,}88T + L_0}$ – действующий средний градиент напора в основании плотины; $L_0 = m_1 d + m_2\left(H_1 + d - h_{\text{др}}\right) - m_3 h_{\text{др}}$; $T = T_1 + T_2$ – мощность водопроницаемого основания.

Значение критического среднего градиента напора для трещиноватого известняка принимается равным $I_{\text{cr},m}$ = 0,5 – 1,0.

8. Условие местной фильтрационной прочности грунта основания при выходе потока в нижний бьеф проверяется по зависимости

$$I_{\text{est}} \le \frac{I_{\text{cr}}}{\gamma_n},$$

где $I_{\text{est}} = H\Big/(\pi\sqrt{x_1^2 - l^2}) = H/(0{,}0005\pi L_0)$ – максимальный местный градиент напора при выходе потока в нижний бьеф (для условного плоского флютбета); $x_1 = 1{,}005l$; $l = L_0/2$; $L_0 = b_{v_{\text{гр}}} + \left(H_1 + d\right)\left(m_1 + m_2\right)$.

Значение среднего критического градиента в основании плотины принимается I_{cr} = 0,30 – 1,0.

9. Условие общей фильтрационной прочности бортового примыкания плотины записывается в виде

$$I_{\text{est},m} \le \frac{1}{\gamma_n} I_{\text{cr},m},$$

где $I_{\text{est},m}$ – действующий средний градиент напора в бортовом примыкании плотины при обходной фильтрации; $I_{\text{cr},m}$ – критический средний градиент напора; γ_n – коэффициент надежности (1,25 – для плотин I класса капитальности).

Действующий средний градиент напора в бортовом примыкании плотины Юмагузинского гидроузла с противофильтрационной диафрагмой определяется по формуле

$$I_{\text{est},m} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{nL'_p},$$

где $L'_p = 0,4H_1 + b_{v_{\text{гр}}} + m_2\left(H_1 + d - h_{\text{др}}\right) - m_3 h_{\text{др}}$; n – поправочный коэффициент, ориентировочно принимаемый для неограниченной области обходной фильтрации равным 1,5 – 2,0.

Значение критического среднего градиента напора принимается равным

$$I_{\text{cr},m} = 0,47 - 1,0.$$

10. Условие местной фильтрационной прочности бортового примыкания плотины в месте выхода фильтрационного потока в нижний бьеф проверяется по зависимости

$$I_{\text{est}} \le \frac{I_{\text{cr}}}{\gamma_n},$$

где I_{est} – местный градиент напора при выходе обходногофильтрационного потока в нижний бьеф; I_{cr} – местный критический градиент напора, принимаемый равным 0,35 – 1,0.

Местный градиент напора при выходе обходного фильтрационного потока в нижний бьеф с противофильтрационной диафрагмой определяется по формуле

$$I_{\text{est},m} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2\pi H_2 \sqrt{x^2 - l^2}},$$

где $l = L'_p/2$; $L'_p = 0,4H_1 + b_{v_{\text{гр}}} + m_1\left(H_1 + d - h_{\text{др}}\right) m'_1 h_{\text{др}}$.

Максимальный местный градиент напора при выходе потока в нижний бьеф для $x = 1,001l$; $l = L'_p/2$

$$I_{\text{est}} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{0,001\pi H_2 L'_p},$$

где $L'_p = 0,4H_1 + b_{v_{\text{гр}}} + m_2\left(H_1 + d - h_{\text{др}}\right) - m_3 h_{\text{др}}$.

11. При оценке фильтрационной прочности для плотин с ядром следует также проверять условие прочности для грунта суглинистого ядра

$$I_{\text{est},m} \le \frac{1}{\gamma_n} I_{\text{cr},m},$$

где $I_{\text{est},m}$ – действующий средний градиент напора в ядре плотины; $I_{\text{cr},m}$ – критический средний градиент напора, принимаемый для ядра из суглинка по СниП 2.06.05-84, $I_{\text{cr},m} = 8{,}0$;

$$I_{\text{est},m} = \frac{\Delta H_{\text{я}}}{\delta_{\text{ср}_{\text{я}}}},$$

где $\Delta H_{\text{я}} = H_1 - h$; $h = \dfrac{H_1}{\sqrt{1 + \dfrac{k_{\text{т}}}{k_{\text{я}}} \dfrac{\delta_{\text{ср}_0}}{L_0}}} + H_2$ – глубина потока за ядром; $\Delta H_{\text{я}}$ – потеря напора в ядре.

Расчет фильтрационных характеристик в теле и основании каменно-земляной плотины Юмагузинского водохранилища для нормальных условий эксплуатации при НПУ (∇ 253,0 м) выполнялся на основе разработанной компьютерной программы согласно блок-схеме, представленной на рис. 2.

Для определения расчетных характеристик фильтрационного потока использовались следующие данные: $H_1 = 45$ м; $H_2 = 2$ м; $H = H_1 - H_2 = 43$ м; $H_{\text{пл}} = 65$ м (I класс); $m_1 = 2{,}75$; $m_2 = 2{,}5$; $d = 20$ м; $b = 10$ м; $h_{\text{др}} = 10$ м; $m_{\text{з}} = 2{,}75$; $\delta_{\text{ср}_{\text{я}}} = 30$ м; $k_{\text{я}} = 0{,}02$ м/сут; $k_{\text{т}} = 83{,}0$ м/сут; $k_{0_1} = 3{,}0$ м/сут; $k_{0_2} = 6{,}35$ м/сут.; $T_1 = 42$ м; $T_1 = 70$ м; $T = 112$ м; $k_{\text{ст}} = 0{,}001$ м/сут; $\delta_{\text{ст}} = 0{,}7$ м; $k_{\text{зав}} = 0{,}02$ м/сут; $\delta_{\text{зав}} = 2{,}0$ м; $\gamma_{\text{н}} = 1{,}25$ (для I класса); критические градиенты для грунта тела $I_{\text{cr},m} = 0{,}75$; $I_{\text{cr}} = 1{,}0$; критические градиенты для грунта основания $I_{\text{cr},m} = 0{,}75$; $I_{\text{cr}} = 1{,}0$; для бортового примыкания $I_{\text{cr},m} = 1{,}0$; $I_{\text{cr}} = 1{,}0$.

Кроме того, выполнялись расчеты для нештатных условий эксплуатации плотины при возможном образовании сквозных вертикальных трещин в ядре и трещин-окон в противофильтрационной стенке в грунте и в цементационной завесе.

Результаты расчетов как для нормальных, так и для нештатных условий эксплуатации плотины представлены в табл. 1.

Анализ результатов показывает, что как в нормальных условиях эксплуатации плотины, так и при наличии нештатной ситуации в виде образования трещин в ПФУ обеспечивается необходимая фильтрационная прочность плотины по условиям общей и местной прочности грунта тела и основания. В случае вероятного образования других, более опасных, нештатных ситуаций, проверка фильтрационной прочности плотины должна осуществляться сопоставлением расчетных данных при нормальных условиях эксплуатации с данными натурных наблюдений.

Для оценки точности полученных результатов расчета по разработанной авторами методике проведем сопоставление их с данными численных расчетов методом конечных элементов в сочетании с методом локальных вариаций.

Таблица 1

Результаты расчета фильтрационных характеристик каменно-земляной плотины Юмагузинского гидроузла при НПУ

Условия эксплуатации плотины при расчетном уровне	Напор, м	Удельный расход фильтрации, м^2/сут			Средний градиент напора в теле плотины		Местный градиент напора в теле плотины		Средний градиент напора в основании плотины		Местный градиент напора в основании плотины	
		$q_т$	q_0	q	$I_{est,m}$	$I_{cr,m}$	I_{est}	I_{cr}	$I_{cr,m}$	$I_{cr,m}$	I_{est}	I_{cr}
Нормальные	43	0,344	31,0	31,35	0,0004	0,75	0,073	1,0	0,0004	1,0	0,0021	1,0
Нештатные (с трещинами в ПФУ)	43	0,882	54,61	55,49	0,0021	0,75	0,095	1,0	0,0021	1,0	0,0043	1,0

Последний метод применительно к фильтрационным задачам был разработан под руководством Л.Н. Рассказова (метод МГСУ) [7].

С этой целью используем результаты расчета фильтрационных характеристик каменно-земляной плотины Юмагузинского гидроузла, при НПУ (H = 43 м), представленной в табл. 2, а также данные численного решения пространственной фильтрации методом МГСУ по определению величины фильтрационных расходов отдельных составляющих расчетной области при ФПУ (H = 54,3 м) [8].

Результаты сравнения приведены в табл. 2.

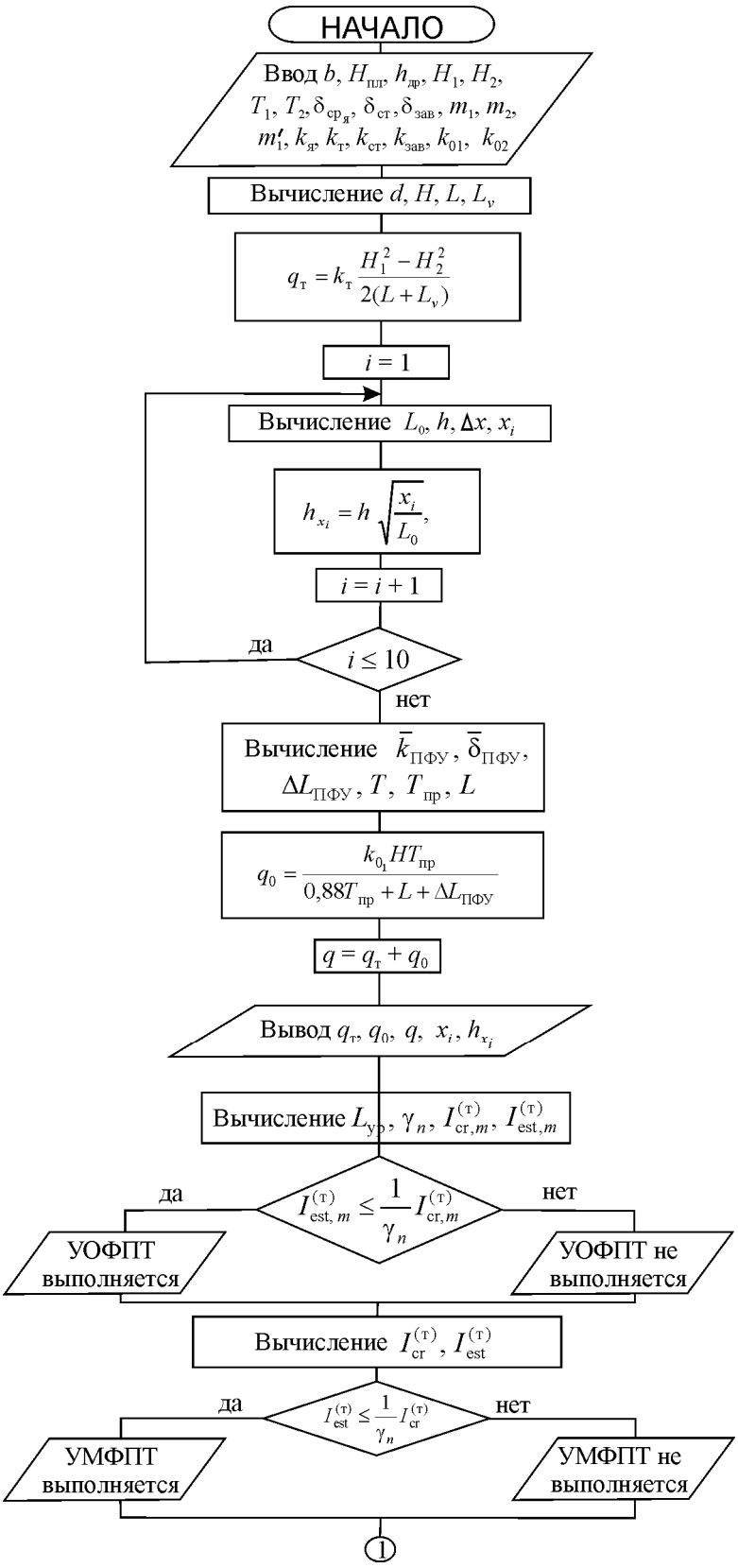
Таблица 2

Сравнение результатов расчета фильтрационных характеристик плотины Юмагузинского гидроузла по методам НГМА и МГСУ

Расчетная область	Фильтрационный расход (м^3/сут) по методу МГСУ		Фильтрационный расход (м^3/сут) по методу НГМА	Отклонение по отношению к данным, полученным по методу МГСУ, %
	при H = 54,3 м	при H = 43 м	при H = 43 м	
Основание плотины с ПФУ (стенка в грунте и цементационная завеса)	0,27	$18{,}4\cdot10^3$	$15{,}2\cdot10^3$	17,7
Ядро плотины из суглинка	0,005	341,3	168,2	50,7
Вся расчетная область	0,275	$18{,}8\cdot10^3$	$15{,}3\cdot10^3$	18,3

Следует отметить, что для сопоставляемости сравниваемых значений фильтрационных расходов они приведены к одному напору при НПУ (H = 43 м) и к одной размерности (м^3/сут).

Сравнение значений фильтрационных расходов в табл. 2 свидетельствует об удовлетворительном совпадении результатов расчета для осно вания плотины и всей расчетной области (разница между величинами не превышает 20%).


НАЧАЛО
Ввод b, $H_{пл}$, $h_{др}$, H_1, H_2, T_1, T_2, $\delta_{ср\,я}$, $\delta_{ст}$, $\delta_{зав}$, m_1, m_2, m_1', $k_я$, $k_т$, $k_{ст}$, $k_{зав}$, k_{01}, k_{02}
Вычисление d, H, L, L_v
$q_т = k_т \frac{H_1^2 - H_2^2}{2(L + L_v)}$
$i = 1$
Вычисление L_0, h, Δx, x_i
$h_{x_i} = h\sqrt{\frac{x_i}{L_0}}$,
$i = i + 1$
да
$i \le 10$
нет
Вычисление $\bar{k}_{ПФУ}$, $\bar{\delta}_{ПФУ}$, $\Delta L_{ПФУ}$, T, $T_{пр}$, L
$q_0 = \frac{k_{0_1} H T_{пр}}{0{,}88 T_{пр} + L + \Delta L_{ПФУ}}$
$q = q_т + q_0$
Вывод $q_т$, q_0, q, x_i, h_{x_i}
Вычисление $L_{уд}$, γ_n, $I_{cr,m}^{(т)}$, $I_{est,m}^{(т)}$
да
$I_{est,m}^{(т)} \le \frac{1}{\gamma_n} I_{cr,m}^{(т)}$
нет
УОФПТ выполняется
УОФПТ не выполняется
Вычисление $I_{cr}^{(т)}$, $I_{est}^{(т)}$
да
$I_{est}^{(т)} \le \frac{1}{\gamma_n} I_{cr}^{(т)}$
нет
УМФПТ выполняется
УМФПТ не выполняется
1

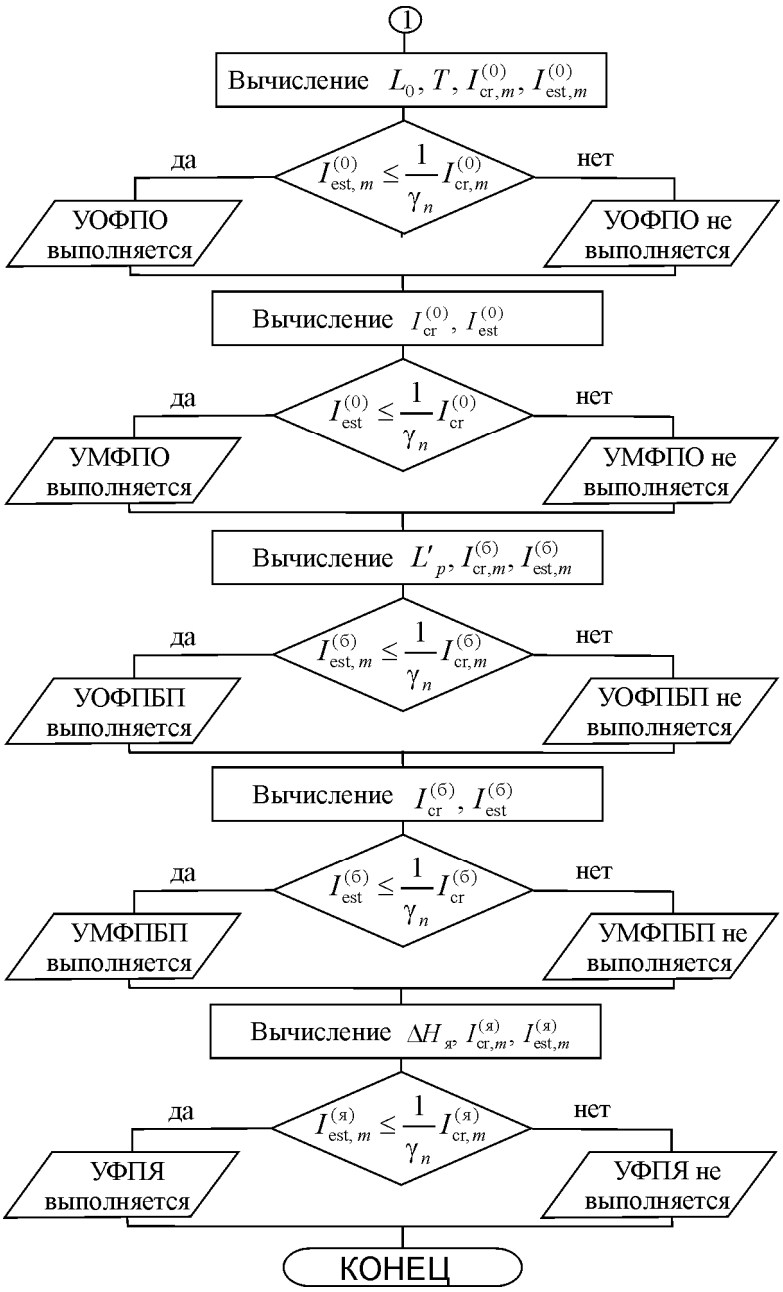


Рис.2. Блок-схема расчета фильтрации и оценки фильтрационной прочности каменно-земляной плотины Юмагузинскогогидроузла с ядром и ПФУ в основании

Примечание: УОФПТ – условие общей фильтрационной прочности тела плотины; УМФПТ – условие местной фильтрационной прочности тела плотины; УОФПО – условие общей фильтрационной прочности основания плотины; УМФПО – условие местной фильтрационной прочности основания плотины; УОФПБП – условие общей фильтрационной прочности берегового примыкания плотины; УМФПБП – условие местной фильтрационной прочности берегового примыкания плотины; УФПЯ – условие фильтрационной прочности ядра и основания

В результатах расчета для ядра плотины имеется значительное расхождение, что может объясняться использованием отличающихся данных или существенной погрешностью предлагаемого метода при оценке потерь на фильтрацию именно через ядро плотины.

Выводы

1. Предложена методика расчета фильтрационной прочности грунтовых плотин с малопроницаемым ядром и противофильтрационной завесой в основании, доходящей до водоупора. Методика позволяет рассчитывать необходимые характеристики фильтрационного потока и проверить основные условия фильтрационной прочности грунта тела и основания плотины.

2. Приведен расчет водопроницаемости завесы в основании с учетом трещинообразования, основанный на использовании метода фрагментов и приведения противофильтрационной завесы к условному осредненному коэффициенту фильтрации.

3. Разработана методика расчета фильтрации в основании грунтовой плотины с противофильтрационной завесой, на основании которой выполнены расчеты для двух вариантов плотины.

4. Рассмотрен пример оценки фильтрационной прочности каменно-земляной плотины Юмагузинского водохранилища, который включает детальную методику расчета и его результаты, полученные на основе разработанной компьютерной программы.

Проведенное сравнение результатов расчета по методу НГМА (методика авторов) с методом МГСУ показало удовлетворительную сходимость.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Вероятностные методы оценки надежности грунтовых гидротехнических сооружений / Е.Н. Беллендир, Д.А. Ивашинцов, Д.В. Стефанишин, О.М. Финагенов, С.Г. Шульман. СПб.: Изд-во ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева». 2003. Т. 1. 2004. Т. 2.

2. СНиП 2.06.05-84. Плотины из грунтовых материалов. М.: ЦИТП Госстроя СССР. 1989.

3.СНиП 2.02.02-85. Основание гидротехнических сооружений М.: ЦИТП Госстроя СССР. 1988.

4. Ищенко А.В., Вишневский В.В. Расчеты и исследования аварийных ситуаций противофильтрационных устройств каменно-земляной плотины // Водное хозяйство России. 2005. Т. 7. № 4. С. 415-428.

5. Гидротехническое строительство. Справочник проектировщика / Под ред. В.П. Недриги. М: Строиздат. 1983.

6. Чугаев Р.Р. Земляные гидротехнические сооружения Л: Энергия. 1967.

7. Рассказов Л.Н., Анискин Н.А., Желанкин В.Г. и др. Фильтрация в грунтовых плотинах в плоской и пространственной постановке // Гидротехническое строительство. 1989. № 11. С. 26-32.

8. Проектирование грунтовых плотин / Гольдин А.Л., Рассказов Л.Н. М.: Изд-во ассоциации строит. вузов. 2001.

УДК 624.131.22

ОЦЕНКА СТЕПЕНИ ПЕРЕУПЛОТНЕНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ В ПРИРОДНОМ ЗАЛЕГАНИИ

А. Н. Ермолаева[1], Т.Ю. Векшина[2], О.А. Засорина[3]

Современная практика исследований грунтов существенное внимание уделяет так называемой *истории нагружения грунта*. В зависимости от условий формирования грунтового массива выделяются три вида его состояния: нормально уплотненное, недоуплотненное и переуплотненное.

Нормально уплотненное или стабилизированное состояние грунтов в массиве характеризуется окончанием деформаций уплотнения под определенной (в случае природного грунтового массива – "бытовой") нагрузкой и отсутствием избыточного давления в поровой жидкости.

Недоуплотненное или нестабилизированное состояние характеризуется незавершенностью деформаций уплотнения грунта под "бытовой" нагрузкой и наличием избыточного давления в поровой жидкости.

Переуплотненным называют грунт, в прошлом испытавший давление большее, чем существующее "бытовое" давление на рассматриваемой глубине. Максимальное давление, которое грунт испытал в прошлом, называется давлением предуплотнения. Переуплотненный грунт с незавершенным разуплотнением в результате разгрузки может характеризоваться отрицательным поровым давлением.

Оценка современного состояния грунтовых оснований важна при проектировании и строительстве гражданских, промышленных и гидротехнических объектов, в том числе нефтегазодобывающих платформ. Она используется для прогноза поведения под нагрузкой плотных глинистых грунтов, при устройстве котлованов и выборе мероприятий по обеспечению устойчивости откосов и дна котлованов, а также для создания начального напряженного состояния при испытаниях образцов грунта в условиях трехосного сжатия, при определении прочностных характеристик.

Разработаны различные способы оценки степени переуплотнения глинистых грунтов. Однако они трудоемки и недостаточно точно характеризуют степень переуплотнения грунтов.

В.А. Приклонский [1], Н.Я. Денисов [2] С.Р. Месчян [3] рекомендуют оценивать состояние связных грунтов коэффициентом или показателем

[1] Канд. техн. наук, старший научн. сотр.
Тел.: 535-52-36 E-mail: vek@ground.vniig.ru
[2] Старший научн. сотр.
Тел.: 535-38-01 E-mail: vek@ground.vniig.ru
[3] Мл. научн. сотр.
Тел.: 535-43-89 E-mail: zasorina@dry.vniig.ru
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева». 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, д.21

переуплотнения, определяемым разностью или соотношением пористости грунта в естественном состоянии и грунтовой пасты при давлении, равном природному.

Основными недостатками этих способов являются необходимость трудоемкой подготовки образцов и проведения длительных опытов по компрессионному сжатию глинистых паст при различных ступенях нагрузок, а также условность величин, характеризующих переход уплотняемого грунта из текучего в пластичное и полутвердое состояния. Кроме того, способы не предусматривают определение давления предуплотнения, под действием которого сформировалась глинистая порода.

Специалисты МГУ [4] и С.Д. Леонардс [5] разработали способы определения фактора переуплотнения как отношения разности между величинами давления предуплотнения и природного (бытового) к природному давлению. Определение величины давления предуплотнения производится по результатам компрессионных испытаний глинистых грунтов естественной структуры.

Недостатком способов является оценка переуплотнения по форме компрессионной кривой. Предполагается, что формы компрессионной кривой переуплотненных и нормально уплотненных грунтов обычно отличаются. Однако сами авторы отмечают, что грунт может быть нормально консолидированным несмотря на то, что форма его компрессионной кривой может отличаться от обычной. По этой причине прогноз характера компрессионной кривой, исходя из геологической истории, может быть иногда ошибочным.

Наибольшее распространение получил способ оценки степени переуплотнения связных грунтов, разработанный Казагранде [6,7] в 1936 г и включенный в действующие Британские (BS) и Американские (ASTM) стандарты. Способ заключается в компрессионном сжатии образца грунта при ступенчатом приложении давлений до значений, превышающих давление предуплотнения, с фиксацией величины осадки для каждой ступени давления. По полученным результатам строится компрессионная кривая в полулогарифмическом масштабе. На графике определяется точка, соответствующая наибольшей кривизне кривой, через эту точку проводятся горизонтальная линия и касательная к кривой, затем проводится биссектриса угла между ними. Определяется точка пересечения биссектрисы с продолжением прямолинейного участка компрессионной кривой, проекция которой на ось давлений p' и дает величину давления предуплотнения. Коэффициент переуплотнения определяется по формуле

$$\mathrm{OCR} = \frac{p'_c}{p'_0}$$

где OCR – коэффициент переуплотнения, д.е; p'_c – давление предуплотнения, МПа; p'_0 – бытовое давление, МПа.

Недостатками способа, помимо больших трудозатрат и низкой производительности, является низкая точность определения давления предуплотнения, так как оно находится в некоторой области, окружающей точку перегиба компрессионной кривой. Способ применим главным образом для умеренно переуплотненных грунтов, поскольку возможности лабораторного оборудования в большинстве случаев не позволяют создать большие вертикальные давления (более 10 МПа).

Во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева авторами настоящей статьи разработан способ оценки степени переуплотнения глинистых грунтов в природном залегании, основанный на определении равновесных значений плотности и давления. Б.Ф. Рельтов и А.Н. Ермолаева в 1974 – 1987 гг. при изучении условий уплотнения связных грунтов установили, что максимальная плотность грунтов определяется величиной удельного уплотняющего давления, независимо от способа его приложения [8, 10]. Значение влажности, при которой достигается максимальная плотность грунта, зависит от способа приложения уплотняющего давления: наибольшая величина влажности имеет место при уплотнении статической нагрузкой, наименьшая – при виброударном уплотнении.

Основные положения выполненных исследований были использованы для разработки способа оценки степени переуплотнения связных грунтов в естественном залегании по коэффициенту переуплотнения, определяемому соотношением плотности отобранного образца и равновесной для бытового давления, и по коэффициенту напряжения, определяемому соотношением давлений равновесного и бытового.

В соответствии с разработанным способом отбирают образец глинистого грунта ненарушенной структуры, определяют его влажность W и плотность сухого грунта ρ_{d0}. Определяют влажность грунта на границе текучести W_L, гранулометрический состав и по его результатам содержание мелкой (размером менее 2 мм) и крупной (размером более 2 мм) фракций, плотность частиц мелкой ρ_{sm} и крупной ρ_{sk} фракций, равновесную плотность ρ_{dc} для бытового давления. Величину действующего бытового давления σ'_0 на глубине отбора образца грунта рассчитывают по формуле

$$\sigma'_0 = \gamma h,$$

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

Значение равновесной плотности мелкозема ($d < 2$ мм), ρ_{dcm} для действующего бытового давления определяют в соответствии с [8], принимая $\sigma = \sigma'_0$:

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

где ρ_{dcm} – равновесная плотность мелкой фракции ($d < 2$ мм), г/см^3; A – коэффициент, равный 2,12, имеет размерность плотности г/см^3; $\sigma = \sigma'_0$ – давление, равное действующему бытовому давлению, МПа.

Влияние содержания крупной фракции на величину ρ_{dc} учитывается известным способом [9, 10]

$$\rho_{dc} = \frac{\rho_{sk}\rho_{dcm}}{P_m\rho_{sk} + P_k\rho_{dcm}},$$

где ρ_{dc} – равновесная плотность для действующего бытового давления с учетом содержания крупной фракции, г/см^3; ρ_{sk} – плотность частиц крупной фракции, г/см^3; ρ_{dcm} – равновесная плотность мелкой фракции ($d <$ 2 мм), г/см^3; P_m – содержание мелкозема ($d >$2 мм) в образце по массе, д.е.; P_k – содержание крупной фракции ($d >$ 2 мм) в образце по массе, д.е.

Равновесное давление для бытовой плотности отобранного образца грунта определяется из соотношения [8]:

$$\sigma'_c = \exp\left[\frac{\rho_{d0} - A + 1{,}08W_L}{0{,}244W_L}\right], \qquad (1)$$

где σ'_c – равновесное давление, МПа; ρ_{d0} – плотность сухого грунта отобранного образца, г/см^3; W_L – влажность грунта на границе текучести, д.е.

Коэффициент переуплотнения k_ρ находится по соотношению плотностей отобранного образца и равновесной для бытового давления

$$k_\rho = \frac{\rho_{d0}}{\rho_{dc}}, \qquad (2)$$

где ρ_{dc} – равновесная плотность для действующего бытового давления, г/см^3.

Коэффициент напряжения k_σ определяется по соотношению давлений равновесного и бытового:

$$k_\sigma = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0}, \qquad (3)$$

σ'_0 – бытовое давление, МПа.

По значениям k_ρ и k_σ определяют степень переуплотнения образца.

В зависимости от величины полученных коэффициентов различают следующие состояния глинистых грунтов:

по коэффициенту переуплотнения k_ρ – степень переуплотнения

$k_\rho = 1$ – нормально уплотненное,

$k_\rho < 1$ – недоуплотненное,

$k_\rho > 1$ – переуплотненное;

по коэффициенту напряжения k_σ – степень напряженного состояния

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

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

$k_\sigma < 1$ – недонапряженное, нестабилизированное для водонасыщенных грунтов, сопровождается осадками, наличием избыточного порового давления.

При разработке глубоких котлованов часто наблюдаются случаи повышения отметки дна котлована в результате декомпрессии. Осадки сооружений на таких грунтах часто очень значительные. В результате выемки грунта при устройстве котлована уменьшается величина действующего бытового давления σ'_0. Чтобы учесть последующее влияние отмеченных факторов следует для бытовой нагрузки, уменьшенной на величину давления от вынутого слоя грунта, определить по [8] равновесную плотность ρ_{dc} и с учетом полученных значений равновесной плотности и бытового давления по формулам (2) и (3) определить коэффициенты переуплотнения и напряжения. На основании вычисленных коэффициентов уточняются деформационные и прочностные характеристики грунта, определяющие величину осадки и устойчивости сооружений.

При возведении сооружений (зданий, насыпей) на переуплотненном глинистом грунте на основание дополнительно передается давление от веса сооружения, увеличивающее бытовое давление. Следует определить по [8] равновесную плотность ρ_{dc} для бытового давления, увеличенного с учетом давления от возводимого сооружения, и по полученным значениям равновесной плотности и бытового давления по формулам (2) и (3) вычислить коэффициенты переуплотнения и напряжения. С учетом полученных коэффициентов уточняются деформационные и прочностные характери-

стики грунтов основания, определяющие величину осадки и устойчивости сооружений.

На разработанный способ в Роспатент подана заявка на изобретение [11].

Способ был использован для оценки степени переуплотнения кембрийских глин основания энергетического объекта в Ленинградской области и глин вендского горизонта основания высотного здания в Санкт-Петербурге.

По результатам анализа гранулометрических составов грунтов, залегающих в основаниях этих сооружений, установлено, что грунты не содержат крупных фракций (размером более 2 мм). Характерные грансоставы грунтов приведены в табл. 1. Плотность частиц грунта в среднем составила $\rho_s = 2{,}74$ г/см^3.

Таблица 1

Гранулометрический состав грунтов

№	Глубина отбора, м	Процентное содержание частиц размером, мм							
		2–1,0	1–0,5	0,5 – 0,25	0,25– 0,1	0,1– 0,05	0,05– 0,01	0,01– 0,005	менее 0,005
Кембрийская глина									
1	21,0 – 21,1	–	3,4	4,3	4,3	3,3	21,9	19,1	43,7
2	21,7 – 21,9	–	1,0	0,8	2,3	10,0	15,7	15,9	54,3
□ □ □ □ □.□ □ □□□□□□□□□									
3	74,9 – 75,15	–	0,1	0,3	0,2	6,5	30,3	12,8	49,8

На рис. 1 приведена зависимость коэффициента пористости *e* от вертикального давления для образца кембрийской глины, отобранного с глубины 21,7 – 21,9 м. Нагружение проводилось до давления 5,5 МПа, которое близко к предельно возможному для стандартных компрессионных приборов.

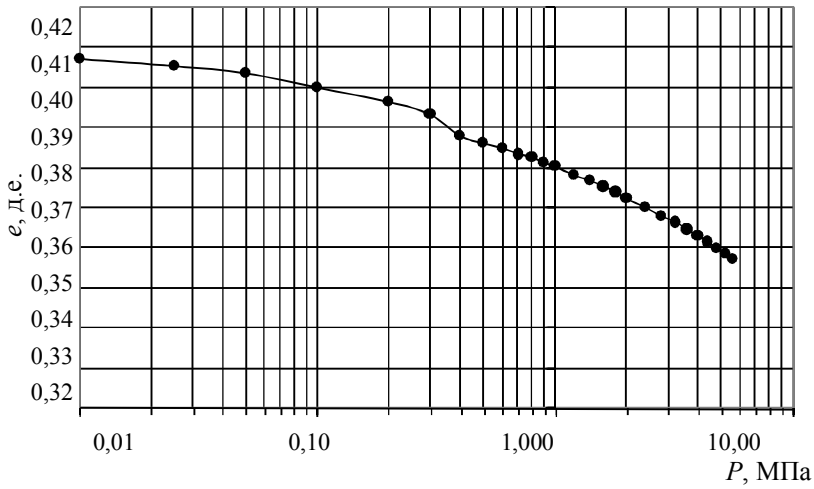


Рис. 1. Зависимость коэффициента пористости от вертикального давления образца кембрийской глины

Установлено, что назначенный с учетом возможностей оборудования интервал давлений 0,01 – 5,50 МПа не позволяет получить наибольшую кривизну графика, то есть выйти на прямую линию, характеризующую фильтрационную консолидацию образца. В связи с этим нет возможности определить величину давления предуплотнения по способу Казагранде и коэффициент переуплотнения OCR.

Значение равновесного давления σ'_c для бытовой плотности по разработанному способу получено равным 10,53 МПа, то есть больше давления, которое можно создать в приборе. Значение равновесной плотности ρ_{dc} для бытового давления σ'_0, равного 0,48 МПа, получено равным 1,67 г/см^3. Коэффициент переуплотнения, определенный по зависимости (2), составил k_ρ = 1,16, коэффициент напряжения в соответствии с зависимостью (3) – k_σ = 21,9.

Таким образом, образец грунта на глубине 21,7 – 21,9 м находятся в переуплотненном состоянии под давлением меньшим, чем то, под действием которого сформировалась природная плотность.

На рис. 2 приведена компрессионная кривая, полученная для образца глины вендского горизонта, отобранного с глубины 74,15 – 74,9 м. На графике также не наблюдается резкого перелома кривой в исследованном интервале давлений от 0 до 4,6 МПа, что не дает возможности определить давление предуплотнения по способу Казагранде и коэффициент переуплотнения OCR.

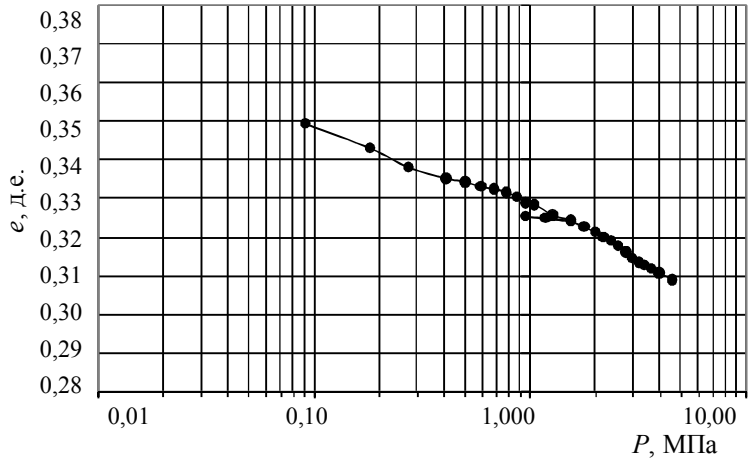


Рис.2. Зависимость коэффициента пористости от вертикального давления образца глины вендского горизонта

По разработанному способу получены соответствующие значения: равновесное давление для бытовой плотности σ'_c = 13,91 МПа, то есть больше давлений, при которых испытывался образец; коэффициент переуплотнения k_ρ = 1,08, коэффициент напряжения k_σ = 9,27.

По результатам расчетов, выполненных по разработанному способу и приведенным в табл. 2, построены графики изменения по глубине коэффициентов переуплотнения k_ρ и напряжения k_σ кембрийских и вендских глин, приведенные на рис. 3 и 4. Из приведенных графиков следует, что все исследованные грунты являются переуплотненными. Коэффициент переуплотнения k_ρ кембрийских глин из основания энергетического объекта при увеличении глубины от 16,5 до 41,9 м уменьшается от 1,21 до 1,13, ко-

эффициент напряжений k_σ уменьшается от 40,8 до 14,6. Поскольку грунт в исследованном слое находится в переуплотненном состоянии, при устройстве котлована возможен подъем дна, что потребует разработки мероприятий по его устранению или укреплению основания.

Для вендских глин в основании высотного здания при увеличении глубины от 47,0 до 100,3 м коэффициент переуплотнения изменяется в основном от 1,08 до 1,12, коэффициент напряжений k_σ – от 14,75 до 11,58. Все исследованные образцы находятся в переуплотненном состоянии. При устройстве глубокого котлована под высотное здание в результате выемки значительного слоя грунта уменьшается величина бытового давления, в результате чего увеличивается коэффициент переуплотнения грунтов, что может вызвать значительный подъем дна котлована и потребуется разработка мероприятий по укреплению основания.

Таблица 2

Результаты определения физических характеристик, давлений бытового и равновесного для бытовой плотности и коэффициентов переуплотнения и напряжения грунтов основания энергетического объекта и высотного здания

№	Глубина отбора образца h, м	Влажность, %		Плотность образца, г/см^3			Давление, МПа		Коэффициенты	
		естественная W	граница текучести W_L	влажного ρ	сухого ρ_{d0}	равновесная для бытового давления ρ_{dc}	бытовое σ_0'	равновесное для бытовой плотности σ_c'	переуплотнения k_ρ	напряжения k_σ
	Энергетический объект, Ленинградская область. Кембрийская глина									
1	16,5–16,7	15,0	37,7	2,25	1,96	1,62	0,36	14,69	1,21	40,80
2	18,7–18,85	15,4	35,6	2,21	1,92	1,66	0,41	8,36	1,16	20,40
3	19,3–19,5	16,1	39,6	2,25	1,94	1,61	0,42	12,98	1,20	30,90
4	20,4–20,5	15,5	41,2	2,16	1,87	1,59	0,45	6,95	1,18	15,40
5	21,0–21,1	15,8	33,6	2,25	1,94	1,70	0,48	9,31	1,14	19,40
6	21,7–21,9	15,4	35,6	2,24	1,94	1,67	0,48	10,53	1,16	21,90
7	29,8–30,0	14,7	36,0	2,22	1,93	1,69	0,66	9,61	1,14	14,60
8	41,7–41,9	13,6	33,7	2,26	1,98	1,75	0,92	15,24	1,13	16,60
	Высотное здание, г. Санкт-Петербург. Глина вендского горизонта.									
9	47,0–47,2	14,7	32,4	2,20	1,92	1,77	0,94	6,66	1,08	7,09
10	55,0–55,25	13,4	30,0	2,27	2,00	1,80	1,10	16,23	1,11	14,75
11	58,55–58,8	13,3	28,2	2,25	1,99	1,83	1,17	12,64	1,09	10,80
12	59,4–59,65	13,0	25,7	2,27	2,01	1,85	1,19	14,47	1,09	12,16
13	60,2–60,45	15,4	26,6	2,22	1,92	1,84	1,20	3,84	1,04	3,20
14	65,2–65,4	13,9	28,8	2,23	1,96	1,83	1,30	8,58	1,07	6,60
15	74,9–75,15	12,9	29,7	2,24	1,99	1,83	1,50	13,91	1,08	9,27
16	75,0–75,2	13,9	33,3	2,25	1,98	1,79	1,50	14,93	1,11	9,95
17	80,3–80,5	13,2	33,6	2,27	2,01	1,80	1,60	21,86	1,11	13,66
18	90,25–90,5	12,8	34,3	2,27	2,01	1,80	1,80	22,46	1,12	12,48
19	95,6–95,85	13,0	34,8	2,26	2,00	1,80	1,90	20,35	1,11	10,71
20	99,5–99,75	13,1	33,2	2,27	2,01	1,82	1,99	21,51	1,10	10,81
21	100,0–100,3	12,9	35,1	2,27	2,01	1,80	2,00	23,15	1,12	11,58

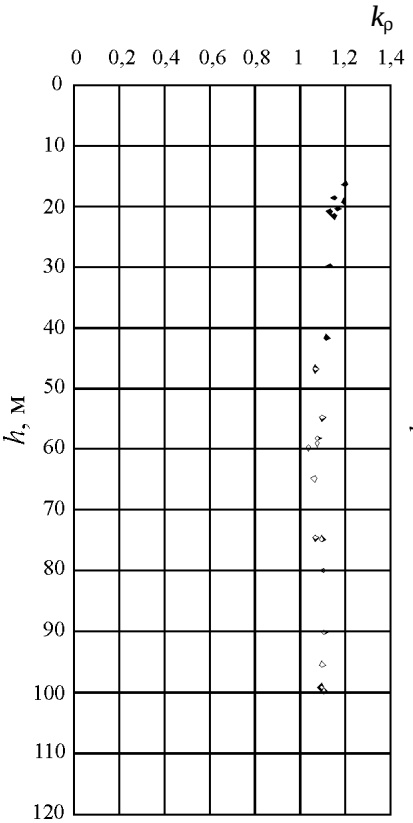


Рис. 3. Изменение коэффициента переуплотнения по глубине кембрийских и вендских глин из оснований:
◆ – энергетический объект, Ленинградская область; ◇ – высотное здание, Санкт-Петербург

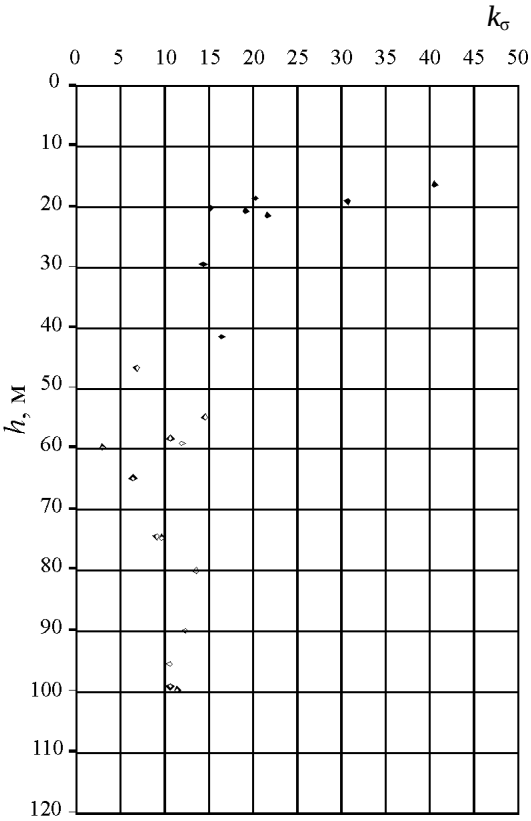


Рис. 4. Изменение коэффициента переуплотнения по глубине кембрийских и вендских глин из оснований:
◆ – энергетический объект, Ленинградская область; ◇ – высотное здание, Санкт-Петербург

Выводы

1. Разработан способ количественной оценки степени переуплотнения глинистых грунтов в природном залегании по коэффициентам переуплотнения k_p и напряжения k_σ.

2. Способ основан на определении равновесных плотности и давления и сопоставления их с “бытовыми” значениями.

3. Существующие способы оценки степени переуплотнения связных грунтов, основанные на компрессионном сжатии образца, применимы для умеренно переуплотненных грунтов, так как возможности лабораторного оборудования в большинстве случаев не позволяют создать большие вертикальные давления (более 10 МПа).

4. Использование разработанного способа позволяет снизить стоимость, трудоемкость и длительность оценки степени переуплотнения глинистых грунтов, расширить определенный интервал давлений предуплотнения и повысить точность определения этой характеристики за счет использования разработанных зависимостей и отказа от проведения лабораторных компрессионных испытаний.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Приклонский В.А.** Грунтоведение М.: Госгеолиздат. 1949.

2. **Денисов Н.Я.** О природе деформаций глинистых пород. М.: Речиздат. 1951.

3. **Месчян С.Р.** Длительное сопротивление переуплотненных глин сдвигу // Известия АН АрмССР. Механика. 1966. Т.19. № 5. С. 48-52.

4. **Методическое** пособие по инженерно-геологическому изучению горных пород. М. 1968. Т. II.

5. **Леонардс Д.А.** Основания и фундаменты. М.: Стройиздат. 1968.

6. **Casagrande A.** The Determination of the Preconcolidation Load and Its Practical Influence. Pro, Ist International Conf. on Soil; Mech. And Found. Eng., Boston. Discussion D-34. Vol 3. 1936. P. 60-64.

7. **Гольдштейн М.Н.** Механические свойства грунтов. М.: Стройиздат. 1979.

8. **Ермолаева А.Н.** Возведение противофильтрационных устройств из глинистых грунтов с учетом технологических характеристик // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1996. Т. 231. С. 371-381.

9. **Борткевич С.В., Вуцель В.И., Чернилов А.Г., Ройко Н.Ф.** Контроль качества уплотнения грунтовых материалов при строительстве высоких плотин // Гидротехническое строительство. 1981. № 5. С. 9-12.

10. **Рекомендации** по лабораторному определению максимальной плотности связных грунтов применительно к уплотнению катками: П 50-90/ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1991.

11. **Заявка** на изобретение № 2009 127164 с приоритетом от 14.07.2009 г. «Способ оценки степени предуплотнения глинистых грунтов в природном залегании» / Е.Н. Беллендир, Т.Ю. Векшина, А.Н. Ермолаева, О.А. Засорина.

УДК 624.042.7

СЕЙСМОРАЗВЕДКА ОСНОВАНИЯ ПЛОТИНЫ В КРИОЛИТОЗОНЕ НА НАЧАЛЬНОЙ СТАДИИ ИЗЫСКАНИЙ

О.К. Воронков[1], Г.А. Моторин[2], Л.Ф. Ушакова[3], А.В. Холодова[4]

Участок работ на альтернативном створе «40 км» Нижне-Тимптонской ГЭС (с высотой проектируемой плотины до 120 м) расположен на р. Тимптон (приток р. Алдан, Южная Якутия) в 40 – 42 км от его устья. Долина реки трапециевидной формы, асимметричная, ширина на створе составляет 210 – 220 м.

В геологическом строении участка долины принимают участие метаморфические породы Нижнесуннагинской свиты (ARns) архейского возраста: гнейсы, кристаллические сланцы, гнейсо-граниты, реже – магматические породы (граниты архейского возраста). Скальный массив неоднороден в разрезе и в плане: верхняя часть разреза имеет зону поверхностного выветривания и разгрузки (ЗПВР), а в плане средне- и слаботрещиноватые породы чередуются с зонами повышенной трещиноватости – тектоническими нарушениями и крупными трещинами. Согласно данным ранее выполненных геологических съемок масштаба 1:50000 (1963 – 1966 гг.) в 600 – 800 м ниже предполагаемого створа русло реки пересекает под углом около 50° тектоническое нарушение III порядка северо-западного простирания (СЗ 320°). Сведений о других значительных разрывных нарушениях на этом участке нет.

Район гидроузла входит в зону сплошного распространения многолетнемерзлых пород. Изысканиями на других участках долины р. Тимптон установлено слабольдонасыщенное и морозное состояние береговых частей скального массива. Под руслом реки – сквозной талик. Участок гидроузла характеризуется повышенной сейсмичностью (фоновые значения 7,0 – 7,5 баллов по шкале MSK-64, ОСР-97 карта «С»). В марте 2008 г. на створе со льда реки пройдены две скважины глубиной 73 и 100 м, которые вскрыли под слоем аллювия мощностью 6,8 м (Скв. 705) – 7,6 м (Скв. 706) кристаллические сланцы и гнейсы.

На стадии обоснования инвестиций перед геофизическими работами ставились следующие задачи: определение мощности четвертичных отложений и ЗПВР скального массива; выявление зон повышенной трещинова-

[1] Доктор геол.-мин. наук, главный научн. сотр.
[2] Старший научн. сотр.
[3] Научн. сотр.
Тел.(812)535-51-04, E-mail:lori@ground.vniig.ru
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева». 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, д.21
[4] Магистр геофизики, инженер;
Тел.(812)442-84-995; E-mail: mail@ngg.ru.
ООО «Нефтегазгеодезия». , 195112, Санкт-Петербург, Уткин пр., д.15, литера А

тости (тектонических нарушений), трассирование их в плане; выделение участков талых и мерзлых пород; определение деформационных (динамических и статических) характеристик скального основания. Для решения этих задач был применен комплекс геофизических методов сейсморазведки, электроразведки (электрозондирование и дипольное профилирование), магниторазведки и георадиолокации со льда реки и на берегах.

Ниже рассмотрены методика и результаты применения сейсморазведки, дополненной ультразвуковыми исследованиями образцов скальных пород. Признавая целесообразность использования комплекса перечисленных методов (необходимых, в первую очередь, для создания структурно-тектонической карты участка), отметим, что сейсморазведка позволяет получить наиболее полную информацию при изучении скальных оснований в криолитозоне.

Методика исследований

Сейсморазведка корреляционным методом преломленных волн (КМПВ) проведена на четырех профилях общей длиной 6,21 км. Профили были заданы таким образом, чтобы сейсморазведка на двух поперечниках охарактеризовала массив на берегах в мерзлом состоянии, а два продольных профиля в пойме – практически по урезу реки – дали бы информацию о скальном основании в талом состоянии. На данной стадии работ такой подход оказался оптимальным.

Работы выполнялись с сейсмостанцией «Лакколит-24м», шаг приборов по профилю равнялся 5 м. Использовалась схема ZZ (вертикальные сейсмоприемники, вертикальный удар). Длина расстановки приборов составляла 115 м. Работы проводились по пятиточечной системе наблюдений с получением двух нагоняющих годографов от пунктов удара (ПУ), расположенных на расстоянии 57,5 м от крайних приборов расстановки. Остальные ПУ находились в центре и на концах расстановки сейсмоприемников. Количество накоплений составляло от 4 до 45.

Зарегистрированные волны. При полевых наблюдениях сейсмические записи характеризовались следующими волнами.

Волна $t_{\text{п}}$ – прямая продольная волна регистрировалась в первых вступлениях на расстоянии 2,5 – 20 м (редко более) от ПУ, характеризовалась скоростями V_P = 0,4 – 0,6 км/с в талых аэрированных грунтах и V_P = 0,9 – 1,7 км/с – в талых водонасыщенных грунтах в зоне переменного уровня. В тех случаях, когда талые четвертичные отложения переходили ниже в мерзлое состояние, волна $t_{\text{п}}$ сменялась преломленной волной $t'_{\text{п}}$ со значением скорости V_P = 2,0 – 2,5 км/с.

Волна $t_{\text{ЗПВР}}$ – продольная волна по поверхности ЗПВР. Сменяя в первых вступлениях волны $t_{\text{п}}$, $t'_{\text{п}}$, она в последующих вступлениях не прослеживалась. Основной диапазон кажущейся скорости V_P = 2,2 – 3,0 км/с. Перекрытие диапазонов V_P волн $t'_{\text{п}}$, $t_{\text{ЗПВР}}$ создавало определенные трудности в интерпретации с целью выделения границы между льдосодержащими крупнообломочными породами и ЗПВР. В частности, при сейсморазведке в пойме участок длиной 70 м отрабатывался дважды: 2 июля и 10 августа 2008 г. В первом случае прямая волна с V_P = 0,4 км/с (сезонноталый слой) на расстоянии 2,5 м от ПУ сменялась преломленной волной с V_P = 2,1 км/с. Во втором случае преломленная волна с V_P = 2,1 км/с вовсе отсутствовала,

а прямая волна с V_P = 0,4 – 0,8 км/с регистрировалась в первых вступлениях на расстоянии около 20 м. Это означало, что за прошедшие 40 дней мерзлый слой аллювия в пойме реки оттаял и его мощность стала около 8 м. Таким образом, интерпретация сейсморазведки, выполненной в августе, не вызывала сомнений, в то время как при обработке июльского материала волна с V_P = 2,1 км/с могла быть принята за $t_{\text{ЗПВР}}$; это подтверждает сделанный ранее вывод, что при изучении подобных разрезов оптимальным периодом выполнения сейсморазведки является август – сентябрь.

Волна t_1 – продольная преломленная волна на подошве ЗПВР, выходила в первые вступления на расстояниях 15 – 30 м от ПУ. Характеризовалась преимущественно высокими значениями кажущейся скорости V_P = 4,5 – 7,5 км/с. Ее выделение, обработка и интерпретация не вызывали трудностей.

Волна t_2, регистрируемая в последующих вступлениях, имела амплитуду в 2 – 5 раз превосходящую амплитуду волны t_1 и кажущуюся скорость преимущественно в диапазоне 2,5 – 3,2 км/с. По опыту аналогичных работ на скальных основаниях в криолитозоне эта волна отнесена к релеевской волне R в слое на полупространстве, причем при небольшой мощности четвертичных отложений значение ее скорости близко к V_R полупространства. В принципе, в таликовой части массива это могла быть интерференционная волна ($R + P_1S_2P_1$). Однако тот факт, что на участках, где мощность четвертичных отложений превышала 8 – 10 м, выделение этой волны было невозможно или вызывало затруднения, поскольку ее амплитуда была соизмерима с амплитудой волны t_1, то более вероятно отнесение волны к релеевской, так как для нее характерно значительное затухание компоненты Z с увеличением мощности четвертичных отложений.

Примеры сейсмограмм приведены на рис. 1.

Кроме указанных волн, в последующих вступлениях прослеживалась звуковая волна $t_{\text{зв}}$ (V_P = 0,35 – 0,36 км/с) и прямая продольная волна $t_{\text{п}}$ в сезонноталом слое с V_P = 0,4 – 0,6 км/с.

Обработка сейсмограмм (регулировка амплитуды, снятие отсчетов времени вступлений и фаз волн) производилась с помощью программы Lakkolit (1.5.0.5). Дальнейшая обработка велась вручную. По полученным данным строились годографы, обрабатываемые затем *способом* t_{o} [1]. Скорости волн t_1 (V_P – граничная скорость продольных колебаний на опорной преломляющей границе глубже ЗПВР) и t_2 (V_R – скорость волны релеевского типа в слое на полупространстве) определялись по разностным годографам. Переход от V_R к V_S выполнен по приближенной формуле $V_S \approx V_R/0{,}9$. В связи с этим мы допускаем погрешность в определении V_S до 10%. Погрешность в определении V_P по опорной границе (подошве ЗПВР) не превышала 5%. Средние скорости до преломляющих границ определялись по точкам пересечения годографов ($t_{\text{п}}$ и $t_{\text{зпвр}}$, либо $t_{\text{п}}+ t'_{\text{п}}$ и $t_{\text{зпвр}}$, $t_{\text{зпвр}}$ и t_1).

По полученным значениям V_P и V_S был определен динамический коэффициент Пуассона $\mu_{\text{д}}$ (с использованием номограммы Л. Кнопова), а затем – динамический модуль упругости $E_{\text{д}}$ по известной формуле теории упругости: $E_{\text{д}}= 2\delta V_S^{\,2}(1 + \mu_{\text{д}})$, где δ – плотность скальных пород в массиве, принятая равной $2{,}70\cdot10^3$ кг/м^3 (с учетом полученного при лабораторных исследованиях среднего значения плотности водонасыщенных образцов равного $2{,}72\cdot10^3$ кг/м^3).

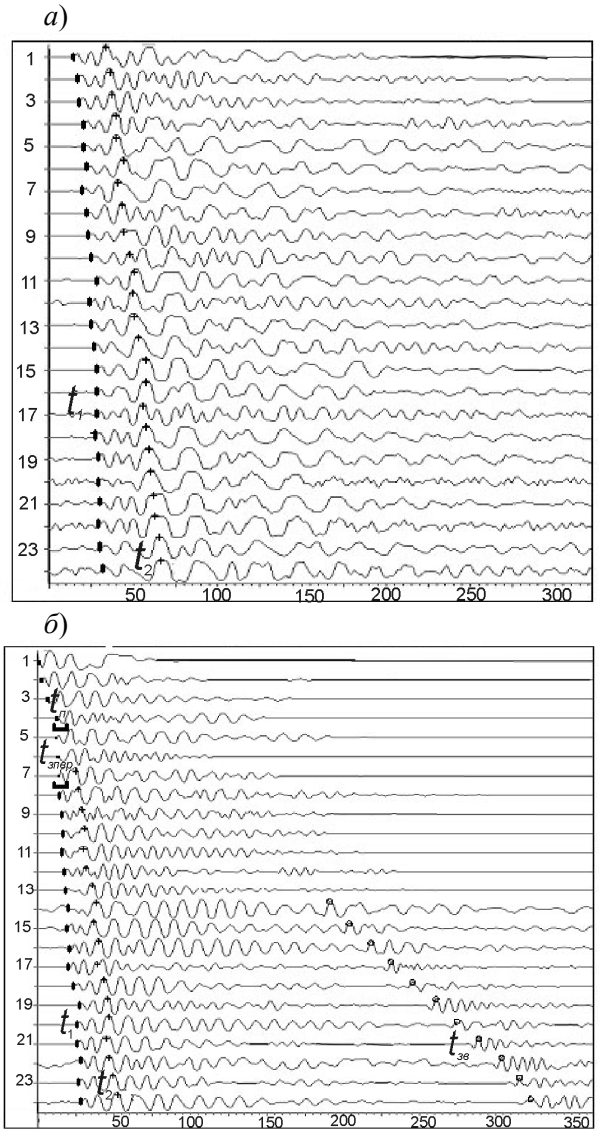


Рис. 1. Пример записи сейсмограмм на профиле 16с:
а – стоянка 1380 – 1265, ПУ 1437,5; *б* – стоянка 1035 – 920, ПУ 1035.
(Обозначения типов волн даны в тексте)

Ультразвуковые исследования выполнены на 41 образце – кернах двух скважин в сухом, водонасыщенном и мерзлом льдонасыщенном состояниях. При этом были также определены значения плотности, общей и открытой пористости. Скорости распространения ультразвуковых колебаний определялись импульсным прибором «ПУЛЬСАР-1.2» при поверхностном и сквозном прозвучивании. Значения V_P определялись при сквозном прозвучивании образца по трем взаимно перпендикулярным направлениям. При поверхностном прозвучивании (ZZ) на фиксированной базе 120 мм скорость V_P определялась при максимальном усилении ($K_у$ = 6500), а значение V_R – при меньшем усилении ($K_у$ = 500). Погрешность определения V_P составила 3 – 5%, а V_R – 5–7%. По полученным значениям V_P, V_R, δ определены значения $E_д$ и $\mu_д$.

Результатыисследований

Строение сейсмогеологическогоразреза по створу плотины показано на рис. 2.

Самая верхняя часть разреза основания на берегах представлена делювиальными отложениями (dQ_{IV}) – глыбово-щебенистым грунтом (мощностью 1 – 4 м). Грунт мерзлый с корковой криотекстурой Мощность сезонноталого слоя в период работ (июль – август) на склонах долины не превышала 1 м. Пойменная и русловая часть разреза представлены аллювиальными отложениями (от галечников до песков) мощностью от 0 до 10 м.

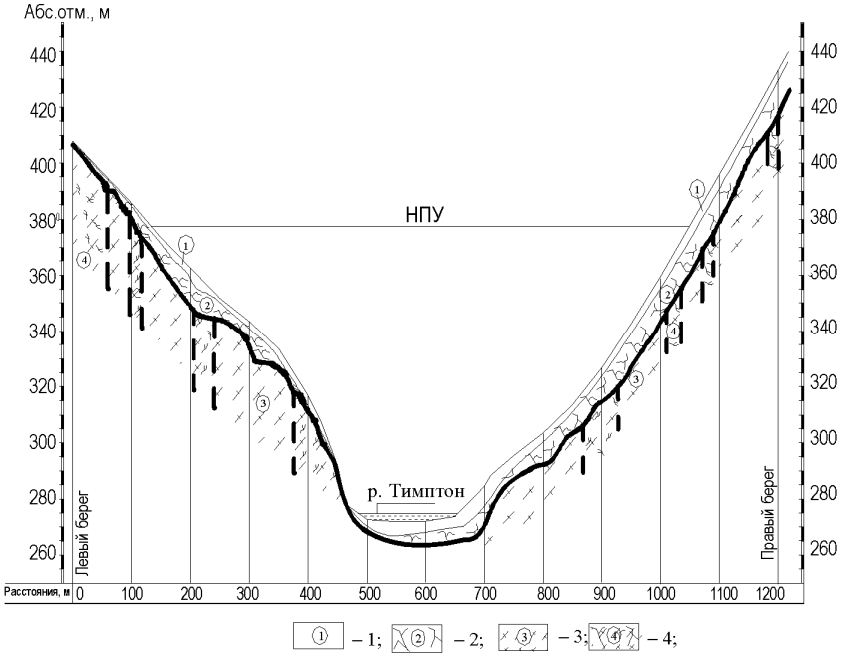


Рис. 2. Сейсмогеологический разрез по створу плотины Нижне-ТимптонскойГЭС («40 км»):
1 – четвертичные отложения; *2* – зона поверхностного выветривания и разгрузки скальных пород; (V_P = 2,2 – 3,0 км/с); *3* – скальные породы (гнейсы, гранито-гнейсы, граниты), слаботрещиноватые (V_P = 4,5 – 7,0 км/с, V_S = 2,5 – 3,9 км/с); *4* – скальные породы, повышенно трещиноватые (V_P < 4,3 км/с, V_S < 2,4 км/с)

Зона поверхностного выветривания и разгрузки (ЗПВР) скального массива представлена трещиноватыми и выветрелыми гнейсами, гранито-гнейсами, кристаллическими сланцами. Мощность ЗПВР не превышает 10 – 12 м, причем для левобережного склона ее среднее значение 3,7 м, а для правобережного – 7,0 м. В пойме значения $H_{зпвр}$ вблизи уреза правого берега значительно больше (в среднем 7,2 м), чем вблизи левого (4,75 м).

Различие мощности ЗПВР на сравнительно небольшой площади изысканий в долине реки может быть связано с видом породы, ее составом и степенью трещиноватости; геоморфологическим элементом долины и глубиной ее вреза; экспозицией склонов; мощностью четвертичных отложений и их составом; крутизной склонов; процессами экзарации, эрозии, корразии, гравитационными и др.

В днище долины меньшая $H_{зпвр}$ около более обнаженного левого берега связана, вероятно, с процессами эрозии и корразии (в том числе в пе-

риоды ледохода). Из опыта работ на других объектах следует, что реальная зона съема скальных пород высоких плотин приблизительно в 1,5–2 раза меньше, чем $H_{зпвр}$ по данным сейморазведки [4]. Таким образом, для левобережного склона она в среднем составит 2 – 3 м, а на правом берегу и в пойме около 4 м.

Скальный массив глубже ЗПВР представляет собой слаботрещиноватую среду с наличием в ней ряда зон повышенной трещиноватости, в том числе связанных с тектоническими нарушениями. Распределение значений скоростей упругих волн V_P и V_S, динамического коэффициента Пуассона $\mu_д$ и модуля упругости $E_д$ береговых и подрусловой частей скального массива (глубже ЗПВР) показано на рис. 3.

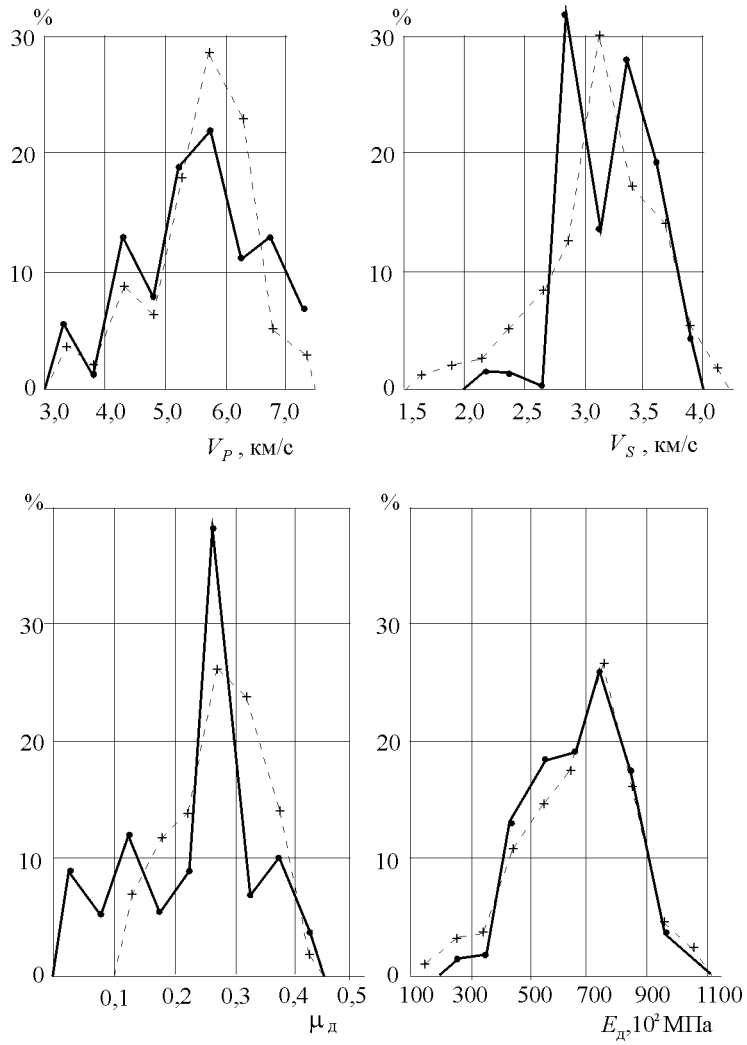


Рис.3. Полигоны распределения значений V_P, V_S, $\mu_д$, $E_д$
в скальном основании (глубже ЗПВР) Нижне-Тимптонской ГЭС («40» км):
• – мерзлое и морозное состояние (берега);
+ – водонасыщенное состояние (подрусловой массив)

Обращает на себя внимание сходство распределения этих характеристик (особенно V_P и $E_д$) на склонах (породы при отрицательной температуре) и в пойме (температура положительная, водонасыщенное состояние).

Средневзвешенные значения скорости волн следующие: на склонах $\overline{V}_P$ = 5,51 км/с, $\overline{V}_S$ = 3,22 км/с, а в пойме $\overline{V}_P$ = 5,54 км/с, $\overline{V}_S$ = 3,12 км/с. Это говорит о слабой льдонасыщенности берегового массива (выше отметок 275-280м). Подобная картина отмечена при изысканиях для Вилюйской ГЭС-II и Туруханской ГЭС, где долериты характеризовались преимущественно морозным состоянием.

Как известно, скорости упругих волн в квазиоднородном по составу массиве при отрицательной температуре зависят в основном от двух факторов: степени трещиноватости и степени льдонасыщения. Скорости волн понижаются с ростом степени трещиноватости и уменьшением льдонасыщения. В талом водонасыщенном массиве основной фактор – трещиноватость. Поэтому в качестве возможных зон повышенной трещиноватости в пойменной части массива нами выделены участки сейсморазведочных профилей со значениями $V_P \leq$ 4,2 км/с и $V_S \leq$ 2,3 км/с; на берегах в качестве такой условной границы приняты значения $V_P \leq$ 4,3 км/с, $V_S \leq$ 2,4 км/с. Необходимо отметить известный в инженерной сейсморазведке факт, что видимая ширина зон низкой скорости в несколько раз больше мощности зоны нарушения, включая зону его влияния.

Сейсморазведкой подтверждается показанный на геологических картах разлом в нижнем бьефе (III порядка) с V_P = 4,5 км/с и V_S =2,22 км/с на фоне V_P = 5,8 – 7,4 км/с, V_S = 3,33 м 3,78 км/с во вмещающих разлом породах.

Одна из зон повышенной трещиноватости прошла через обнажение сильнотрещиноватых пород, где выделены 8 систем трещин, из них две с азимутами падения 300° и 320° и углами падения 75° и 30° имели модуль трещиноватости 6.

Деформационные характеристики скальных пород. Средние значения динамического модуля упругости $E_д$ составляют на берегах $670 \cdot 10^2$ МПа, а в подрусловой части $665 \cdot 10^2$ МПа, то есть практически одинаковы. Если бы береговой массив был льдонасыщенным, то для берегов следовало бы получить $E_{д(м)} = 864 \cdot 10^2$ в соответствии с зависимостью [3]: $\Delta E_д / E_{д(м)} = 0,8 - 8,6 \cdot 10^{-6} E_{д(в)}$, где $\Delta E_д = E_{д(м)} - E_{д(в)}$, $E_{д(м)}$ и $E_{д(в)}$ – динамические модули упругости пород соответственно в мерзлом льдонасыщенном и талом водонасыщенном состояниях (МПа).

Значит, в условиях морозного массива для оценки значений статического модуля деформации $E_{деф}$ допустимо использовать для массивов гнейсов известные из литературы соотношения $E_д/E_{деф}$, где значения $E_{деф}$ определялись штамповыми опытами или в гидравлической камере. В книге [2] приведены 7 пар значений $E_{деф}$ и $E_д$ для гнейсов Франции, США и Италии. Среднее значение $E_д/E_{деф}$ = 4,86, поэтому для основания Нижне-Тимптонской ГЭС («40 км») как для подрусловой, так и берегового (выше отметок 275 – 280 м) массивов среднее значение $E_{деф} \approx 140 \cdot 10^2$ МПа. По классификации СНиП 2.02.02-85* основание относится к слабодеформируемому.

Поскольку в талых и морозных массивах скорости волн в ЗПВР и неизмененных выветриванием коренных породах отличаются приблизительно в 2 раза, а $E_д \sim V_P^2$, то оценка значения модуля деформации пород в ЗПВР дает $E_{деф} \approx 35 \cdot 10^2$ МПа. По классификации СНиП 2.02.02-85* породы ЗПВР в талом или морозном состояниях относятся к сильнодеформируемым

Береговой массив ниже отметок 275 – 280 м близок к льдонасыщенному состоянию и для него можно принять указанное выше значение $E_д$ =864·10^2 МПа и $E_{деф}$ = 230·10^2 МПа.

Наиболее часто встречающиеся значения коэффициента Пуассона $\mu_д$= 0,25 – 0,30. Средние значения несколько отличаются: на берегах $\mu_д$= 0,23, а в пойменной части $\mu_д$= 0,275. С учетом Рекомендаций [3] для массива глубже ЗПВР можно оценить статическое значение коэффициента Пуассона $\mu_с$= 0,23 (как для берегов, так и для поймы), в ЗПВР на берегах $\mu_с$≈ 0,20, а в ЗПВР подрусловой части $\mu_с$= 0,26.

Сопоставление характеристик свойств образцов и массива. Сравнивая средние значения характеристик свойств образцов (см. таблицу) и массива, можно сделать следующие выводы:

1. Для водонасыщенных пород различие значений V_P составляет около 1%, а V_S – около 15%. В береговых частях массива значение V_P = 5,51 км/с занимает промежуточное положение между V_P в сухих (5,03 км/с) и льдонасыщенных (5,8 км/с) образцах, а значение V_S лишь на 6% ниже, чем в сухих образцах. Таким образом, судя по значению V_S, береговой массив слабольдонасыщенный или морозный, а по V_P – слабольдонасыщенный (такое значение V_P соответствует степени льдонасыщения $S_{пі}$ ≈ 20%);

Средние значения физических свойств образцов скальных пород

Состояние пород	Плотность δ, 10^3 кг/м^3	Пористость n, %	V_P, км/с	V_R, км/с	V_S, км/с	$E_д$, 10^2 МПа	$\mu_д$
Воздушно-сухое	2,70	2,57	5,03	3,03	3,42	735	0,145
Водонасыщенное	2,72	2,57	5,48	3,28	3,68	807	0,19
Мерзлое льдонасыщенное	2,72	2,57	5,8	3,51	4,03	994	0,17

2. Значение коэффициента Пуассона $\mu_д$ в массиве выше (0,23 – 0,275), чем в образцах (0,145 – 0,19);

3. Значения $E_д$ в массиве ниже, чем в образцах; например, для водонасыщенного состояния пород это отличие составляет 17,6%.

4. Средние значения пористости образцов скальных пород составили: 2,57% (по лабораторным геотехническим определениям) и 2,33% (по формуле среднего времени для сухих образцов при расчетной скорости в минеральной части $V_т$ = 7,3 км/с, а в заполнителе пор $V_{зап}$ = 0,36 км/с). Оценка общей пористости (межкристаллической + трещинной) в пойменной части массива составила 4% (по формуле среднего времени при $V_т$ = 7,3 км/с, $V_{зап}$ = 0,83 км/с). Поэтому объемная доля трещиноватости массива в среднем составляет около 1,5%.

Таким образом, выполненное сравнение подтверждает вывод о слабой льдонасыщенности береговых частей массива, а также о его сравнительно слабой трещиноватости.

Выводы

1. Из геофизических методов изучения скальных оснований в криолитозоне наиболее информативна сейсморазведка, позволяющая решать широкий круг инженерно-геологических задач: определение мощности

четвертичных отложений, зоны выветривания и разгрузки, оценка зоны съема, выявление зон повышенной трещиноватости, определение динамических и статических характеристик деформируемости массива и др. Интерпретационные возможности сейсморазведки можно расширить, используя результаты ультразвуковых исследований образцов скальных пород. Это позволяет количественно оценить значения межкристаллической пористости и объемной трещиноватости элементов массива.

2. На основании выполненной работы можно сделать вывод о более благоприятной инженерно-геологической обстановке на участке «40 км» по сравнению с конкурирующим створом «48 км».

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Никитин В.Н. Основы инженерной сейсмики. М.: Изд-во МГУ им. М.В. Ломоносова. 1981.

2. Савич А.И., Ященко З.Г. Исследование упругих и деформационных свойств горных пород сейсмоакустическими методами. М.: Недра. 1979.

3. Рекомендации по изучению методами инженерной сейсмики статических и динамических характеристик деформируемости скальных оснований гидросооружений в северной строительно-климатической зоне: П19-85/ВНИИГ. Л. 1985.

4. Воронков О.К., Кунцевич С.П. Изучение зоны выветривания мерзлых скальных оснований методом сейсморазведки // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1986. Т. 193. С. 69-79.

УДК 624.131.25

ФОРМИРОВАНИЕ КРИОГЕННОГО СТРОЕНИЯ МАССИВА СКАЛЬНЫХ ПОРОД ПОД ВЛИЯНИЕМ РАЗВИТИЯ ДОЛИНЫ РЕКИ

Н.Ф.Кривоногова[1]

Формирование долин крупных рек в области развития многолетнемерзлых толщ начинается еще в талом массиве, но значительная часть истории их развития происходит в тесном взаимодействии и взаимообусловленности процессов эволюции долин и многолетней аградации-деградации многолетнемерзлых толщ, вмещающих долины. Известно, что в связи с орогенным характером неотектонических движений на протяжении четвертичного периода врез долин крупных рек, особенно в горных местностях северо-востока и юга Сибири, мог достигать нескольких сотен метров. В том случае, когда долина закладывается в скальном массиве, по мере ее развития изменяется трещиноватость скальных пород не только в результате указанных процессов, но и в связи с изменением напряженного состояния скального массива, приводящим к расширению ранее существовавших и к возникновению новых трещин, в частности бортового и донного отпора.

Мощность зоны разгрузки в речных долинах разных районов неодинакова, и еще не выяснено, какие геологические факторы влияют на ее величину. Трещины разгрузки затухают с глубиной постепенно, и поэтому зона разуплотнения не всегда имеет отчетливую границу.

Мощность зоны разгрузки по контуру речных долин изменяется в широких пределах – от 15 до 50 м и различна в днищах долин и на ее склонах [1]. В пределах этой зоны происходит раскрытие главным образом тех трещин, которые залегают субпараллельно поверхности разгрузки. В днищах долин это могут быть горизонтальные и пологонаклонные трещины, на склонах – вертикальные и крутопадающие. Кроме унаследованной трещиноватости в зоне разгрузки образуются новые трещины, по-видимому, незначительные. Поскольку лед при формировании мерзлой зоны “наследует” трещины, то в результате работы реки, приводящей к дополнительному трещинообразованию в породах приконтурной зоны долины, криогенное строение пород изменяется, что в определенных случаях приводит к увеличению льдистости верхних (до 30 – 50 м от поверхности) зон скальных массивов.

В связи с тем, что уровень безнапорных подземных вод часто контролируется уровнем воды в русле реки, в днище долины и в бортах ниже уровня грунтовых вод породы перед промерзанием находятся в водонасыщенном состоянии. Это предопределяет при промерзании формирование льдистых, льдонасыщенных горизонтов в скальном массиве в пределах со-

[1] Канд. геол.-мин. наук, зав. лаб.
Тел.: (812) 535-88-90. E-mail: knf@ground.vniig.ru
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.

временного днища, особенно под террасами, где в прошлом существовали водоносные подрусловые талики. При продолжающемся затем врезании реки на фоне орогенных неотектонических поднятий льдонасыщенные горизонты могут быть подняты по отношению к современному урезу реки на значительную высоту. Их положение на противоположных коренных склонах долины может быть несимметрично, что объясняется либо дифференцированными блоковыми неотектоническими подвижками, либо неодинаковым положением уровня грунтовых вод, связанным с асимметричным профилем долины на момент промерзания. Трещины в породах подрусловых талых зон довольно часто выполнены вмытым дисперсным материалом (песком, супесью, суглинком – в зависимости от состава скальных пород). В связи с этим при промерзании подрусловых таликов в трещинах образуется лед цементного, сегрегационного типов, сопровождаемый процессами криогенного разуплотнения массива. В пределах бывших подрусловых таликов наиболее активно развивались процессы криогенной дезинтеграции, обусловленные неоднократной сменой температурного режима при продвижении боковых границ талых зон. Промерзание здесь шло не только сверху, но и со стороны мерзлого борта долины (а в замкнутых таликах и снизу) и поэтому характеризовалось особой неравномерностью: на локальных участках могли создаваться условия "закрытой системы", инъекционное льдообразование сопровождалось расширением объема трещин – криогенным разуплотнением (распучиванием) массива [2].

В результате на момент изучения криогенного строения скального массива, в котором выработана долина реки, под террасами отмечаются наиболее льдистые, льдонасыщенные распученные породы, существенно ослабленные процессами криогенной дезинтеграции.

В том случае, когда врезание долины происходит в немерзлые породы, то есть резко опережает многолетнее промерзание на определенных этапах его истории, при последующем промерзании все трещины, в том числе и бортового отпора, при соответствующем положении уровней грунтовых и стока поверхностных вод могут оказаться водонасыщенными, в них будут формироваться льды цементного и инъекционного типов. Таким образом, общая льдонасыщенность за счет трещинного льда в бортах долины будет выше, следовательно, вероятность распученности массива больше, чем в том случае, если трещины разгрузки формируются в мерзлом массиве и заполняются вторичным льдом – инфильтрационно-цементным, сублимационным, причем часть из них характеризуется неполным льдозаполнением или отсутствием льда.

При ассиметричном развитии долины реки в таких условиях может наблюдаться различие в криогенном строении скальных пород в нижних частях противоположных склонов долины, вызванное протаиванием массива в результате смещения русла реки к подрезаемому берегу. При значительной трещиноватости пород верхняя часть массива перед промерзанием хорошо дренируется. В результате этого мерзлый массив на сдренированном склоне может отличаться меньшей льдонасыщенностью при равной или большей трещиноватости по сравнению с породами подрезаемого склона долины.

Значительно сложнее происходит формирование криогенного строения скальных пород при взаимосвязанном течении двух процессов – развития долины реки и мерзлой зоны под влиянием изменений теплообмена. На

одних этапах развитие долины идет на фоне аградации мерзлоты, на других – на фоне протаивания мерзлой зоны, прежде всего в верхней ее части, у подошвы, вблизи таликовых зон. Само развитие долины способствует протаиванию массива пород на отдельных его участках (под руслом и вблизи него) или промерзанию (в нижних частях крутых склонов). По мере выработки долины эти зоны могут изменять свое положение.

Таким образом, история формирования мерзлой зоны и история развития долины реки предопределяют характер и интенсивность экзогенной трещиноватости, условия обводненности различных частей массива до промерзания, динамику процесса промерзания, и тем самым отражаются на особенностях криогенных текстур, характере и степени трещиноватости, льдистости, льдонасыщенности и распученности скальных пород, то есть на их криогенном строении, что в свою очередь отражается на физико-механических, фильтрационных, теплофизических свойствах мерзлых скальных пород в массиве [3].

Так, территория района Колымской ГЭС непосредственно относится к одной из крупных структур Яно-Колымского складчатого пояса – Инъяли-Дебинскому синклинорию.

В позднеюрский период здесь проявлялся магматизм, связанный с внедрением гранитных интрузий в осадочные складчатые толщи. Рассматриваемый район расположен в пределах куполовидной структуры гранитов, внедрившейся в осадочные толщи. В результате внедрения сводовые части куполовидной структуры испытали наибольшее напряжение, что привело к тектоническим нарушениям. Они в свою очередь проявились в образовании структурно-тектонических блоков, тектонических трещин и зон дробления.

Орогенный этап в целом отличается тенденцией к поднятию молодой горной области. Наибольшие поднятия испытали гранитные интрузии.

В конце позднемелового времени тектоническая активность всей Верхояно-Колымской складчатой области значительно ослабевает. Горная область вступает в этап относительной тектонической стабилизации. На этом этапе происходит образование региональных поверхностей выравнивания и кор выветривания, в результате чего граниты горного массива представляют до определенной глубины разборную скальную породу [4].

Основные сооружения гидроузла располагаются в пределах большепорожской интрузии гранитов верхнеюрского-нижнемелового возраста. Интрузия сложена биотитовыми гранитами довольно однообразного петрографического состава: светло-серыми, средне-крупнозернистыми, порфировидными, с редкими ксенолитами осадочных и изверженных пород и представляет собой неоднородный анизотропный массив. Анизотропность массива обусловлена микроструктурными особенностями гранитов, состоящими в закономерном пространственном расположении вкрапленников микроклина и ксенолитов (структуры течения), и первичной трещиноватостью (параллелепипедальная отдельность). В результате действия более поздних геологических процессов – тектонических, выветривания, формирования долины реки, многолетнего промерзания пород, проявляющихся в разное время на различных участках неодинаково, неоднородность и анизотропность массива была в значительной степени преобразована.

На участках основных сооружений р. Колыма пересекает гранитный массив в широтном направлении. В геолого-структурном отношении – это

восточное крыло крупной куполовидной структуры, осложненной серией микроскладок, свод которой находится к западу от участка створа.

Структура определена на основании ориентированных слоев течения, замеренных в обнажениях, и данных дешифрирования аэрофотоснимков [4].

Северо-восточное крыло основной куполовидной структуры слоев течения осложнено мелкими формами изгибов, образующими несколько куполов шириной 50 – 150 м, которые отчетливо выделяются благодаря хорошо развитым пологим трещинам отдельности. Свод купола рассечен крупным тектоническим нарушением северо-восточного простирания (20–30°) – разлом руч. Боевой. На аэрофотоснимке нарушение прослеживается на расстоянии около 25 км. Наиболее отчетливо разлом выражен на правом берегу. На левобережье он выделяется предположительно. На местности разлом фиксируется уступом высотой 2 – 3 м с уклоном 30 – 40° при общем наклоне поверхности склона 15 – 20°.

Вскрытая мощность тектонически нарушенных пород достигает 25 м, но ее истинная мощность, по-видимому, значительно больше. Граниты в пределах нарушений раздроблены до состояния щебенисто-дресвяной массы с песчаным заполнителем, среди которой встречаются интенсивно-перемятые разновидности, образующие тектоническую глинку трения в виде редких прослоев мощностью 2 – 3 см каждый. Глинка трения содержит включения до 5% дресвы измененного гранита. Термический и электронно-микроскопический анализы показывают наличие здесь тонкодисперсной гидрослюды с примесью гидроокислов железа. Наблюдается развитие по гидрослюде монтмориллонита. В пределах раздробленной части пород разлома нередко встречаются более сохранные участки гранита, которые обычно сильно изменены вторичными процессами, главным образом эпидотизацией и пелитизацией, и разбиты густой сетью трещин, среди которых преобладают трещины субпараллельные разлому, со следами скольжения и притертости. Ширина этих трещин по сравнению с трещинами первичной отдельности увеличена, преобладают размеры 3 – 5 мм. В гранитах, примыкающих к разлому, отмечается пелитизация и хлоритизация полевых шпатов. На участке основных сооружений по отношению к ориентировке структур течения выделяются три осевых ортогональных системы трещин первичной отдельности, нормально к характерным осям сечения долины X, Y, Z [4] (таблица).

Элементы залегания трещин основных систем

Номер системы	Элементы залегания			Ориентировка относительно первичных структур и характерных осей долины р. Колыма
	азимут простирания, град	азимут падения, град	угол падения, град	
I	70 – 290	160 – 200	0 – 30	Вдоль структур течения. Нормально к оси Z
II	70 – 290	340 – 20 160 – 190	60 – 90	Вдоль структур течения. Нормально к оси Y
III	30 – 350	260 – 300 70 – 100	60 – 90 60	Поперек структур течения. Нормально к оси X

Кроме трех основных ортогональных систем, присутствует система кососекущих (диагональных) трещин, характеризующихся на рассматриваемом участке наибольшей протяженностью и наименьшей частотой, что определяет их особое значение в инженерно-геологическом отношении. В результате действия вторичных процессов вдоль трещин образовались каймы ожелезнения, реже хлоритизации, мощностью в несколько сантиметров, в их пределах крепость гранитов снизилась до средней и даже слабой.

Кроме описанного выше тектонического разлома руч. Боевой, тектонические процессы, проявляющиеся неоднократно, привели к образованию в гранитах трещин и зон. Ширина раскрытия трещин достигает 5 – 10 см, мощность тектонических зон – до 5 м. В пределах тектонических зон граниты интенсивно ожелезнены, катаклазированы, местами милонитизированы, с зеркалами скольжения.

Зоны обычно сопровождаются участками повышенной трещиноватости мощностью 5 – 10 м. Тектонически нарушенные породы в массиве составляют 5 – 10%, причем на правом берегу мощность и частота зон больше, чем на левом. На коренных склонах долины преимущественно развиты крутопадающие, реже – пологие зоны, в днище же преобладают пологие [2].

Глубокий эрозионный врез р. Колыма, связанный с интенсивным поднятием территории, сопровождался формированием зоны разгрузки, в пределах которой происходило в основном дополнительное раскрытие уже существующих трещин, ориентированных субпараллельно поверхности разгрузки. На левом берегу и в днище наиболее благоприятными для разгрузки оказались пологие трещины, падающие в сторону реки, на правом берегу – крутопадающие II системы. Пологие трещины, падающие здесь в глубь склона, процессам разгрузки почти не подвергались. Мощность зоны разгрузки в днище долины достигает 50 м и уменьшается в бортах до 40 – 30 м. В процессе воздымания гранитного массива имели место небольшие остановки, сопровождающиеся боковым врезанием реки и ограниченным развитием надпойменных террас. На формирование долины существенное влияние оказало также последнее оледенение, следами которого являются троговые долины притоков р. Колыма, а также переуглубленные участки русла р. Колыма, заполненные водноледниковыми образованиями и расположенные за пределами рассматриваемого участка.

В современную эпоху формирование речной долины на участке интрузии продолжается в условиях энергичной глубинной эрозии и развивающегося глубокого эрозионного вреза, о чем свидетельствует не только невыработанность продольного профиля реки, но и явное отставание эрозионной деятельности мелких притоков от эрозии р. Колыма, что выражается в наличии висячих долин этих притоков [4].

Сформировавшийся до промерзания основной облик состава и строения гранитов в массиве подвергся существенным преобразованиям при криогенезе, что особенно сказалось на изменении трещиноватости гранитов. В зависимости от положения уровня грунтовых вод, темпов промерзания, возможности оттока воды от фронта промерзания по разному изменялось напряженное состояние массива, на отдельных участках происходило криогенное разуплотнение. При этом сформировались различные криогенные текстуры. В бортах долины, на правом берегу выше абсолютной отметки 360 м, на левом – выше отм. 400 – 450 м граниты, очевидно,

промерзали в условиях аэрации. Значительное число трещин в этой части массива полые. Отдельные, наиболее крупные трещины выполнены льдом частично или полностью в результате инфильтрации поверхностных вод в уже мерзлую толщу. Количество льдосодержащих трещин с глубиной уменьшается. Положение этой границы на 100 м выше современного вреза, что, видимо, объясняется интенсивным поднятием территории синхронно с многолетним промерзанием гранитов в четвертичное время. Ниже указанных абсолютных отметок, где промерзание гранитов происходило в условиях полного водонасыщения, трещины выполнены льдом. Здесь сформировались системно-сетчатые (закономерно-сетчатые) трещинно-жильные криотекстуры [2].

Трещины в основном тонкие, пологие, шириной до 2 мм, крутопадающие – до 5 мм заполнены льдом, редко льдонасыщенным мерзлым мелкоземом, иногда часть (самая тонкая) трещин полая. Участками трещины имеют контакты за счет соприкосновения стенок, участками преобладают трещины без контактов, что можно рассматривать как следствие возможного проявления криогенного разуплотнения (распучивания) пород, подвижек отдельных блоков гранитов, дополнительного раскрытия трещин при цементном льдообразовании, типичном для этих зон массива. Вдоль трещин развиты каймы ожелезнения мощностью до 5 – 10 см. В пределах каймы ожелезнения граниты раздроблены процессами криогенной дезинтеграции, крепость пород здесь снижена до средней. На участок редких зон тектонического дробления, занимающих до 5% объема пород и имеющих мощность до 1 – 2 м, граниты катаклазированы и милонитизированы, сильнольдистые. Объемная льдистость непосредственно в зоне дробления достигает 30 – 60%, криогенные текстуры базальные, породы распученные, сильно ожелезнены, при оттаивании рассыпаются в хрящ. Сопровождающие их зоны оперения характеризуются закономерно-сетчатыми, трещинно-жильными криотекстурами. Зоны сгущения крутопадающих трещин занимают до 10% объема пород, они изучены в штольнях на глубину более 60 м от поверхности и представляют собой сильно ожелезненные граниты, разбитые густой сетью (МТ 10 т/м) крутонаклонных и пологих трещин без льда (морозные породы). По-видимому, эти зоны были активными дренами в массиве гранитов до момента формирования в нем современной многолетнемерзлой зоны. В приповерхностной части зоны повышенной трещиноватости (изучены в шурфах) отличаются полным льдонасыщением, лед цементно-инфильтрационного типа. В днище долины под террасами (правый берег реки) в прошлом располагались подрусловые талые зоны и трещины были выполнены водонасыщенным дисперсным материалом. При промерзании сформировались трещинные криотекстуры (трещинно-цементные и трещинно-шлировые) – лед в виде цемента и шлиров в заполнителе трещин. В тектонических зонах криогенные текстуры трещинные и трещинно-жильные, массивные и шлировые в различных соотношениях, участками – базальные.

Криогенные процессы в значительной мере усилили вторичные изменения гранитов вдоль трещин, способствовали развитию микротрещиноватости, что еще более ослабило породы, местами привело к их полной криогенной дезинтеграции. Наиболее резко эти изменения проявляются при оттаивании пород, с разрывом льдоцементационных связей. Отдельные образцы, отобранные из кайм ожелезнения, при оттаивании распада-

лись в хрящ. Процессы криогенной дезинтеграции наиболее сильно проявились на участках, где многолетнее промерзание неоднократно сменялось оттаиванием (а именно в зоне поверхностного выветривания и на правом берегу под террасами, где ранее существовали подрусловые талики, в пределах тектонических зон). В результате содержание ослабленных разновидностей гранитов в виде кайм вдоль трещин в массиве на участке под террасами составило 10 – 30%. В зоне поверхностного выветривания каймы ожелезнения обычно сливаются, породы характеризуются средней и слабой крепостью, высокой льдистостью и беспорядочно-сетчатыми, несистемно-сетчатыми трещинными криотекстурами.

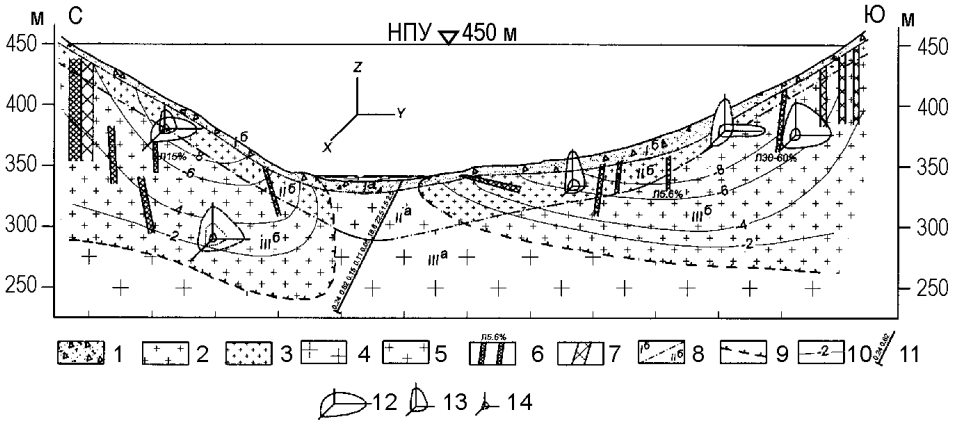
Описанные процессы привели к нарушению однородности гранитного массива по вещественному составу и состоянию, сформировали его анизотропию. Главной задачей инженерно-геологического изучения многолетнемерзлых гранитов как оснований сооружений Колымского гидроузла было выделение в массиве гранитов зон, однородных по комплексу факторов, определяющих свойства пород, и оценка в их пределах дирекционных свойств гранитов, их пространственной анизотропности как в мерзлом состоянии, так и после оттаивания. Криогенное строение гранитов изучалось как основа для оценки дирекционных свойств. Изучение велось по системам трещин, для количественной оценки криогенного строения использовались модуль трещиноватости, трещинная пустотность, льдистость, льдонасыщенность, криогенное разуплотнение (распучивание).

В основу расчленения массива гранитов на участке размещения основных сооружений гидроузла легло выделение участков и зон по принципу их общности в пределах исторически сложившихся соотношений между структурно-геологическими особенностями пород, выразившимися в составе пород, их первичной трещиноватости, тектонической нарушенности и характером их преобразований криогенными и геоморфологическими процессами, выразившимися в различной степени ослабленности гранитов, микротрещиноватости, льдонасыщенности, криогенной дезинтеграции. В результате расчленения были выделены участки талых и многолетнемерзлых пород, а в их пределах три зоны: I – интенсивного поверхностного выветривания, II – разгрузки, III – преимущественного развития эндогенных трещин, которые в свою очередь были подразделены на ряд подзон (рисунок).

Граниты зоны интенсивного поверхностного выветривания уже по предварительному изучению состава и криогенного строения представлялись неблагоприятными в качестве основания ряда сооружений Колымской ГЭС и рекомендовались к съему. Породы в пределах остальных зон для полноты их инженерно-геологической оценки требовали постановки опытных работ для изучения их свойств в массиве (механических, фильтрационных).

При этом, учитывая прогноз изменения температурного режима гранитов в основании сооружений гидроузла, свойства пород необходимо было изучить в мерзлом массиве и после его оттаивания. Ниже зоны интенсивного поверхностного выветривания в многолетнемерзлых гранитах выделены три разновидности пород, различных по криогенному строению. Первая разновидность представлена крепкими льдонасыщенными гранитами с незначительными вторичными изменениями пород вдоль трещин. Граниты в пределах кайм слабо ожелезнены, крепкие, реже средней крепо-

сти, а сами каймы составляют менее 10% от объема пород. Вторая разновидность представлена ослабленными гранитами, в которых широко и интенсивно проявились криогенные процессы, выразившиеся в криогенном разуплотнении (распученности) и криогенной дезинтеграции. Каймы вдоль трещин составляют 10 – 30% от объема пород. Граниты в их пределах сильно ожелезнены, слабые, реже средней крепости, пронизаны густой сетью микротрещин, выполненных льдом; местами кристаллизационные связи утрачены и замещены льдоцементационными. Ослабленные разновидности в основном приурочены к днищу долины в пределах развития надпойменных террас. Третья разновидность представлена крепкими гранитами, аналогичными гранитам первой группы, но преимущественно морозными. Лед инфильтрационного типа выполняет лишь отдельные трещины значительного раскрытия [2].



Инженерно-геологический разрез по оси плотины Колымской ГЭС:
1 – крупнообломочный грунт талый ($I^а$) и мерзлый ($I^б$); граниты биотитовые, средне- и крупнозернистые, порфировидные: *2* – многолетнемерзлые, льдонасыщенные ($III^б$); *3* – то же, интенсивно измененные процессами поверхностного выветривания и разгрузки ($II^б$); *4* – талые, водонасыщенные ($III^а$); *5* – то же, интенсивно измененные процессами поверхностного выветривания и разгрузки ($II^а$); *6* – тектонические зоны и льдистость в их пределах; *7* – зоны сильно трещиноватых гранитов; *8* – границы и номера инженерно-геологических элементов; *9* – границы многолетнемерзлых пород; *10* – изотермы; *11* – скважина и величины удельных водопоглощений в скважине; эллипсоиды анизотропии: *12* – трещинной пустотности; *13* – статического модуля деформации мерзлых гранитов; *14* – то же, оттаявших гранитов

Выполненная таким образом инженерно-геологическая оценка гранитов позволила прогнозировать изменение их свойств при оттаивании, что послужило основанием для корректировки инженерных решений на детальных стадиях проектирования. Например, прогнозируемые высокие показатели водопроницаемости гранитов в основании высоконапорной плотины Колымской ГЭС после их оттаивания, особенно в зоне выветривания и разгрузки, позволили обосновать необходимость выполнения цементации основания после предварительного оттаивания пород до создания напора на плотину, поскольку после принятия плотиной напора провести цементацию было бы технически сложно из-за выноса цемента из трещин.

Представленные методические основы инженерно-геологического расчленения массива скальных пород в криолитозоне, рассматриваемого в качестве основания и среды размещения гидротехнических сооружений, и пример их применения для основания плотины Колымской ГЭС могут быть использованы для инженерно-геологической оценки оснований ГТС Канкунской ГЭС на р.Тимптон.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Прочухан Д.П., Фрид С.А., Доманский Л.К.** Скальные основания гидротехнических сооружений Л.: Стройиздат. 1971.

2. **Каган А.А., Кривоногова Н.Ф.** Многолетнемерзлые скальные основания сооружений. Л.: Стройиздат. 1978.

3. **Волченков С.Ю., Кривоногова Н.Ф., Каплина Т.Н.** Криогенное строение скальных пород и кор выветривания: В кн. Геокриология СССР. Восточная Сибирь и Дальний Восток. М.: Недра. 1989. С. 91-97.

4. **Жуковский С.Я., Мазуров О.С., Пирогов И.А.** Особенности формирования и количественная оценка льдистости многолетнемерзлых грунтов района строительства Колымской ГЭС / Докл. и сообщ. II Междунар. конф. по мерзлотоведению. Якутск. 1973. Вып. 7.

УДК 627.824.2/3

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВЫХ ПЛОТИН С НЕГРУНТОВЫМИ ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННЫМИ УСТРОЙСТВАМИ

В.Б. Глаговский[1], В.Г. Радченко[2], Е.В. Курнева[3]

Общеизвестно, что при проектировании тип и конструкцию плотины из грунтовых материалов выбирают на основании большого количества факторов, зависящих от топографических, инженерно-геологических, инженерно-геокриологических условий основания и берегов в створе плотины; от климатических гидрологических условий района строительства, величины напора на сооружение; от наличия грунтовых строительных материалов, сейсмичности района, общей схемы организации строительства и производства работ, особенностей пропуска строительных расходов, стоимости строительных материалов и возможности их доставки к створу; от сроков ввода в эксплуатацию, условий эксплуатации и т.д.

Анализ мировой практики строительства высоких плотин из грунтовых материалов за последние 2 – 3 десятилетия показал, что для средне- и высоконапорных плотин наиболее предпочтительными и чаще применяемыми являются каменнонабросные плотины с железобетонными экранами, а также плотины с асфальтобетонными диафрагмами. Особенно это относится к плотинам выше 60 м [1, 2]. В различных природных условиях эти плотины обладают определенными конструктивными, эксплуатационными, технологическими и, как следствие, экономическими преимуществами.

Активное строительство плотин с железобетонными экранами началось именно благодаря указанным выше преимуществам. Упорная призма такой плотины находится в сухом состоянии, что увеличивает ее устойчивость и позволяет формировать верховую и низовую грани более крутыми. Такие плотины обладают повышенной сейсмостойкостью по сравнению с грунтовыми плотинами других типов. Возможность виброуплотнения каменной наброски позволила значительно увеличить ее плотность, а следовательно, уменьшить осадки и деформации. Это дало

[1] Доктор техн. наук, первый зам.генерального директора
Тел.: (812) 535-98-43, E-mail: glag@vniig.ru
[2] Канд. техн. наук, помощник научн. руководителя
Тел.: (812) 535-98-42, E-mail: radchenko@ground.vniig.ru
[3] Научн. сотр.
Тел.: (812) 535-98-53, E-mail:kourneva@ground.vniig.ru
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева». Санкт-Петербург, ул. Гжатская, д. 21

возможность строить плотины, избегая ситуаций, когда из-за повышенных осадок камня в упорных призмах плотины могли оказаться в аварийной ситуации. Был разработан и внедрен в практику целый ряд новых конструктивно-технологических решений: применена надежная конструкция сопряжения железобетонного экрана с основанием и берегами с помощью опорной плиты и периметрального шва, осуществлена новая вертикальная разрезка плит экрана, реализованы новые, более совершенные, конструкции шпонок, что делает эти плотины наиболее перспективными по экономическим показателям в сравнении как с другими плотинами из грунтовых материалов, так и с бетонными плотинами, причем при их гарантированной надежности и безопасности.

Каменнонабросные плотины с асфальтобетонными диафрагмами также являются широко применяемым типом плотин из грунтовых материалов. В российской практике причинами для выбора этого типа плотин наряду с такими, как наличие крупнообломочных грунтов, удаленность створов, трудности с доставкой большого объема цемента и других стройматериалов определяющими стали инженерно-геологические условия основания и климатические условия. В условиях деформируемых оснований, а также при строительстве в северной строительно-климатической зоне с длинным зимним периодом с низкими температурами плотины с асфальтобетонными диафрагмами имеют определенные преимущества перед другими типами плотин. Кроме того, сам материал противофильтрационного устройства – асфальтобетон обладает целым рядом качеств, которые способствуют более широкому применению плотин этого типа.

Асфальтобетон правильно подобранного состава и уплотненный до требуемой плотности является практически водонепроницаемым материалом. Он удобоукладываемый, легко уплотняемый, пластичный, хорошо сопротивляется суффозии и старению, адекватно реагирует на деформации тела плотины. Деформации асфальтобетона проходят без трещин при дилатансии, что в грунтовых противофильтрационных устройствах могло бы привести к увеличению проницаемости и возможному нарушению фильтрационной прочности, он обладает способностью к самозалечиванию, в связи с чем плотины с асфальтобетонными диафрагмами особенно перспективны в сейсмоопасных районах.

Асфальтобетон долговечен, чему в определенной степени способствует расположение диафрагмы в центральной части плотины, где асфальтобетон находится примерно в одинаковом температурном режиме без воздействия солнечной радиации, которая способствует окислению и затвердеванию материала; он остается пластичным и водонепроницаемым на протяжении практически всего времени эксплуатации плотины.

Асфальтобетон – технологичный материал. Именно изменяя количество битума, можно легко приспосабливать работу диафрагмы к различным по деформируемости основаниям, размещая плотины не только на скальных, но и на сжимаемых (аллювиальных) основаниях. Применяемая технология возведения плотин с асфальтобетонными диафрагмами позволяет наполнять водохранилища по мере строительства диафрагм, что дает возможность начинать эксплуатацию гидроузлов на промежуточных напорах.

1. Каменнонабросные плотины с железобетонными экранами

Опыт строительства плотин с железобетонными экранами в Бразилии, Колумбии, Мексике, ряде других стран и особенно большой опыт, полученный в Китае при строительстве десятков плотин, в том числе и самых высоких в этом классе, подтвердил те преимущества, на основании которых эти плотины были выбраны для строительства в результате технико-экономического сравнения с другими типами плотин. Причем на выбор этого типа плотин не повлияло и то, что на некоторых высоких плотинах не удалось предотвратить появления трещин в экранах при наполнении водохранилищ в процессе эксплуатации, что вызывало частичное опорожнение водохранилищ и необходимость проведения ремонтных работ.

Успешное строительство плотины Шуибуна (232,5 м, КНР) доказало возможность возведения и более высоких плотин. Известно, что уже объявлено о строительстве плотины Бандуо (250 м, КНР), проектируют плотину Баша (270 м, Пакистан). Реальным становится строительство плотин с железобетонными экранами высотой до 300 м [3].

Анализ причин появления трещин в экранах (в частности на плотинах Тианшенгкиао (178 м), Шинго (150 м), Ита (125 м), Кампос Новос (202 м), Мохале (145 м) и некоторых других), а также опыт ремонтных работ позволили разработать технические решения для предотвращения появления трещин. Эти меры включают укладку каменной наброски еще более тонкими слоями (0,6 – 0,8 м) по сравнению с действующей практикой с уплотнением более тяжелыми катками (до 25 т) за 12 и более проходов с целью достижения максимально возможного уплотнения. Потребовалось расширение зоны наибольшего уплотнения каменной наброски со стороны верхнего бьефа – до 2/3 от площади поперечного сечения упорной призмы. Признано обязательным применение увлажнения наброски водой в количестве не менее 200 л/м^3. Экран требуется проектировать с деформируемыми вертикальными швами со шпонками усовершенствованных конструкций из деформируемых, но не разрушающихся материалов. Для увеличения сопротивления бетона сжатию толщину плит железобетонного экрана рекомендуется увеличивать на середине высоты плотины. Также рекомендуется сплошное двойное армирование и специальное армирование, противодействующее появлению трещин вдоль центральных вертикальных швов, и специальные, более прочные, составы бетонов [4, 5, 6].

Указанные выше рекомендации уже успешно применяются в частности на плотине Эль Кахон (188 м, Мексика), где каменную наброску уплотняли 12-тонными виброкатками с поливом водой (до 200 л/м^3) до достижения модуля деформаций 120 – 125 МПа, а в вертикальных швах использовали специальный уплотнитель с применением дерева. Толщина плит в центральной части экрана была увеличена, а на поверхности контакта между бордюрными блоками и плитой экрана был уложен слой асфальтобетона.

Сейсмостойкость плотин с железобетонными экранами была подтверждена на примере плотины Зипингпу (156 м, КНР, провинция

Сичуан), которая подверглась 12 мая 2008 г. землетрясению с магнитудой 8 баллов по шкале Рихтера. Эпицентр землетрясения находился в 17 км от створа плотины. Ускорение на гребне достигало 2*g* и 0,5*g* у основания. Водохранилище было заполнено на две трети. В целом плотина, рассчитанная на ускорение 0,2*g*, перенесла значительно большее землетрясение без катастрофических последствий, продемонстрировав тем самым высокую надежность конструкции. В результате еще раз была подтверждена перспективность строительства плотин именно этого типа для районов с высокой сейсмичностью [3, 7, 8].

Во ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, несмотря на отсутствие в стране в настоящее время строящихся плотин этого типа, имеется значительный опыт проведения расчетных исследований каменнонабросных плотин с железобетонными экранами [9,10,11]. В рамках исследований разрабатывались основные положения методики расчетного обоснования конструктивных решений каменнонабросных плотин с железобетонными экранами на базе современных вычислительных комплексов "Ansys" и "LS-Dyna", реализующие решение задач статики и динамики методом конечных элементов.

Отработка методики проводилась, в основном, на примере каменнонабросной плотины с железобетонным экраном Ургальской ГЭС высотой 148 м с уклонами откосов со стороны верхнего и нижнего бьефов 1:1,5 (рис. 1). Тело плотины состоит из каменнонабросной упорной призмы, включающей две зоны, переходной зоны и железобетонного экрана. Основание плотины и береговые склоны сложены выветрелыми и сохранными скальными породами (алевролит). Железобетонный экран имеет переменную толщину от 0,8 м внизу до 0,3 м вверху. Плиты экрана разрезаны вертикальными деформационными швами через 16 м. На контакте плотины с берегами предусмотрен периметральный шов.

Рассматривалась пространственная модель системы плотина – основание преимущественно из 8-узловых элементов (порядка 150 тыс.). В зонах стыковки плотины с берегами частично применены 4- и 6-узловые пространственные элементы. Экран моделировался трехмерным оболочечным элементом переменной толщины.

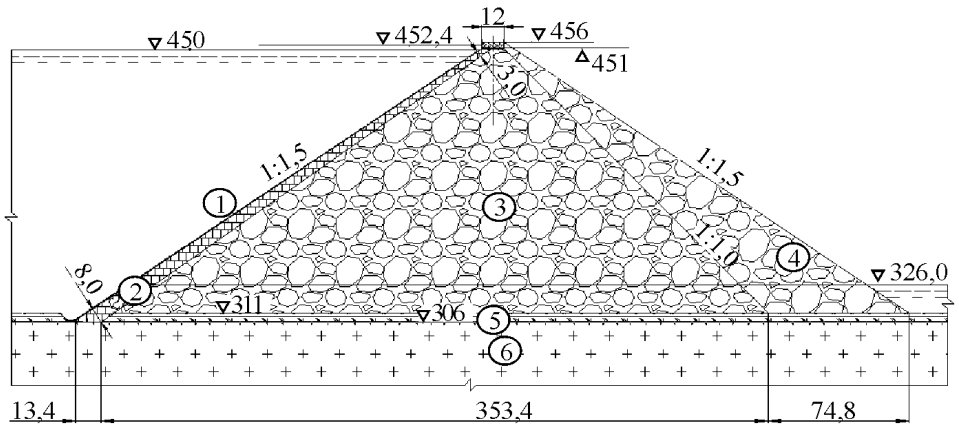


Рис. 1. Поперечное сечение каменнонабросной плотины с железобетонным экраном:
1 – железобетонный экран; *2* – переходный слой; *3* – каменная наброска (центральная призма), зона 3А; *4* – каменная наброска (низовая призма), зона 3В; *5* – выветрелая скала; *6* – сохранная скала

Размеры расчетной области основания плотины назначались из условия достаточной удаленности ее границ так, чтобы их влияние на напряженно-деформированное состояние плотины было несущественным. На контактах экрана с плотиной, в деформационных швах железобетонного экрана, на контактах плотины с берегами были организованы односторонние связи (работа только на сжатие) с учетом трения по контактным поверхностям.

Сооружение исследовалось на основное и особое сочетание нагрузок: собственного веса сооружения, давления воды со стороны верхнего и нижнего бьефов и сейсмического воздействия. Сейсмическое воздействие задавалось трехкомпонентными акселерограммами, приложенными к нижней плоскости расчетного фрагмента. При этом по боковым границам модели основания были поставлены условия "не отражения" сейсмических волн.

Расчет на сейсмическое воздействие проводился методом решения системы дифференциальных динамических уравнений равновесия прямым пошаговым интегрированием. При этом напряженное состояние системы от статических нагрузок рассматривалось как ее начальное поле напряжений.

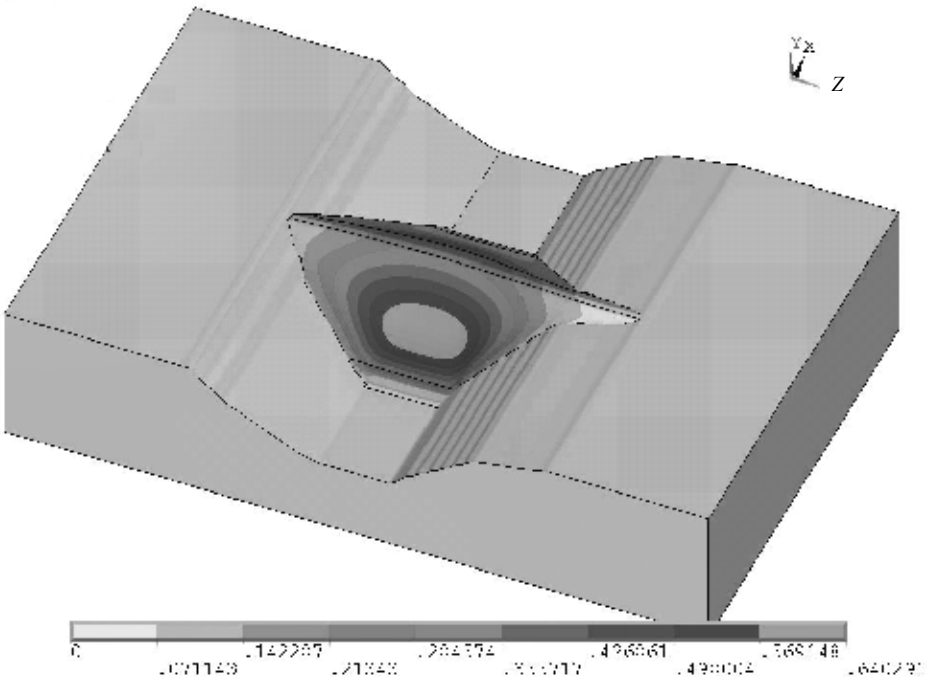
Расчетные деформационные и прочностные характеристики материалов сооружения варьировались. Так, статический модуль деформации центральной зоны каменной наброски принимался равным 80 МПа, а модуль низовой зоны каменной наброски варьировался от 32 до 53 МПа. Диссипативные характеристики среды были приняты по аналогам, ввиду существующих трудностей при задании достоверных параметров диссипации энергии. В расчетах каменная наброска рассматривалась как линейно-упругая, нелинейно-упругая и упругопластическая среды.

В результате проведенных исследований были изучены такие вопросы, как зависимость напряженно-деформированного состояния тела плотины и железобетонного экрана от механических свойств материала элементов сооружения, его основания, условий на контакте бетон – каменная наброска, деформации экрана, в том числе величина раскрытия швов между плитами экрана и периметрального шва. Исследовано влияние наличия плотины на колебательный процесс в массиве основания. Проведена оценка влияния инерционных сил в основании на формирование напряженно-деформируемого состояния сооружения.

Выполненные исследования показали, что использование трехмерных математических моделей плотин с железобетонными экранами и достаточно достоверное задание нагрузок и воздействий позволяют оценить поведение плотины с железобетонным экраном и получить всю необходимую информацию для обоснования конструкции сооружения.

На рис. 2 показаны суммарные перемещения точек плотины при статических нагрузках (модуль деформации низовой призмы – 40 МПа), и смещения точек плотины в направлении поперек каньона на 5,9 с сейсмического воздействия.

а)



б)

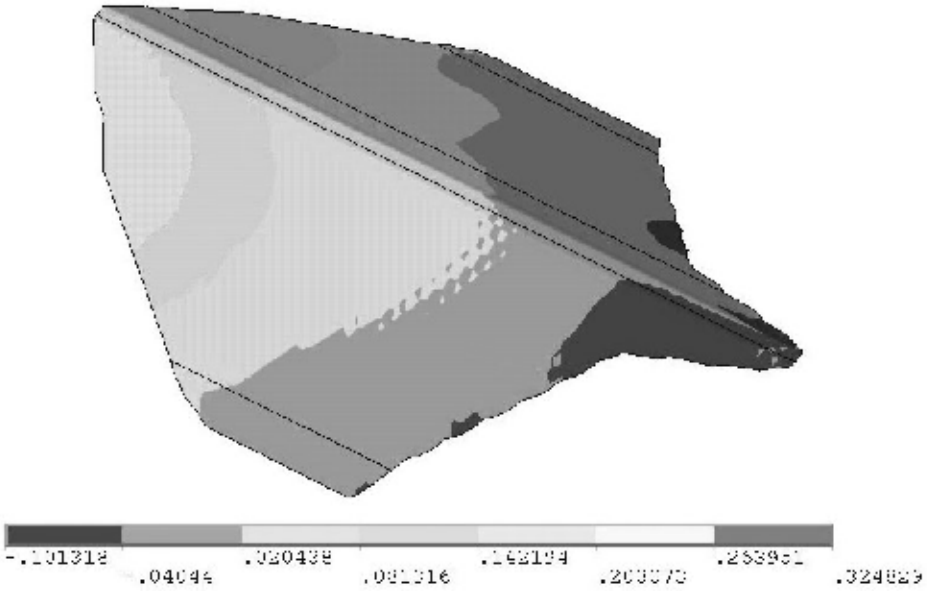


Рис. 2. Суммарные перемещения точек плотины:
а – при статических нагрузках (м); *б* – в направлении поперек каньона
на 5,9 с сейсмического воздействия

2. Каменнонабросные плотины с асфальтобетонными противофильтрационными устройствами

Использование асфальта в строительстве насчитывает более 5000 лет. В долине р. Инд существует самый древний и до сих пор дей-

ствующий водоем, выполненный из каменной наброски на связующем растворе из природного асфальта. В Месопотамии, современном Ираке, Египте и у племени инков в Перу асфальт широко применяли в строительном деле и для гидроизоляции [12]. Однако грунтовые плотины с асфальтобетонными диафрагмами начали возводить относительно недавно. Впервые асфальтовая диафрагма была выполнена в 1933 – 1934 гг. (по предложению создателя и руководителя лаборатории гидроизоляции ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева проф. П. Д. Глебова) на правобережной дамбе Нижнесвирской плотины [13]. Эта диафрагма представляла собой стенку из металлического шпунта, по обе стороны которой за дощатой опалубкой был залит асфальтовый раствор.

Опыт работы этой диафрагмы в течение более чем 70 лет показал высокую надежность благодаря тому, что асфальт защищен от внешних воздействий и колебаний температуры грунтом тела дамбы и обеспечивает полную водонепроницаемость.

Первую плотину с диафрагмой из уплотняемого асфальтобетона (Хенне высотой 58 м) построили в Германии в 1955 г., где асфальтобетон укладывали тонкими слоями и уплотняли с помощью специального механизированного комплекса [14]. В дальнейшем по этой технологии построено большое количество плотин в разных странах и все они построены на скальных основаниях и в основном в условиях умеренного климата [15].

Особенность строительства плотин с асфальтобетонными диафрагмами в России в том, что их пришлось строить либо в суровых климатических условиях, либо на значительной толще сжимаемых отложений в основании плотин, что и предопределило технологию применения литого асфальтобетона. Именно в этой области у ВНИИГ имеется значительный опыт. При участии ВНИИГ (как разработчика технологии укладки литых асфальтобетонных диафрагм) в настоящее время заканчивается строительство плотины Богучанской ГЭС в Сибири, построена плотина Ирганайской ГЭС на Северном Кавказе.

Богучанская ГЭС мощностью 3000 МВт с выработкой 17,6 млрд. кВт·ч/год строится на р. Ангара. Среднегодовая температура воздуха на месте строительства Богучанской ГЭС – минус 3,2°С; суточная температура воздуха ниже 0°С держится 190 сут в году.

Водохранилище имеет объем 58,2 км^3 и площадь поверхности 2326 км^2.

В состав сооружений входят: здание ГЭС, участки бетонной и грунтовой плотин с асфальтобетонной диафрагмой, временный судоходный шлюз.

Каменнонабросная плотина имеет высоту 77 м, длину по гребню 861 м, ширину по гребню 20 м. Общий объем плотины из долеритов составляет 26 млн. м^3. Среднее заложение откосов: верхового 1:1,66, низового – 1:1,76. Между диафрагмой и призмами уложен переходный слой из дробленых долеритов фракции 0 – 200 мм. Толщина диафрагмы по верху 0,6 м; по низу – 1,2 м. Общий объем диафрагмы 139 тыс. м^3 (рис. 3). Асфальтобетон содержит примерно 8% битума, является самоуплотняющимся и имеет остаточную пористость менее 2,8%. Технология выполнения диафрагмы следующая: асфальтобетонная смесь, изготовлен-

ная в асфальтосмесительных установках, доставляется к месту строительства и заливается в металлическую разборно-переставную опалубку. После остывания асфальтобетона опалубка снимается и производится отсыпка и уплотнение грунта переходной зоны.

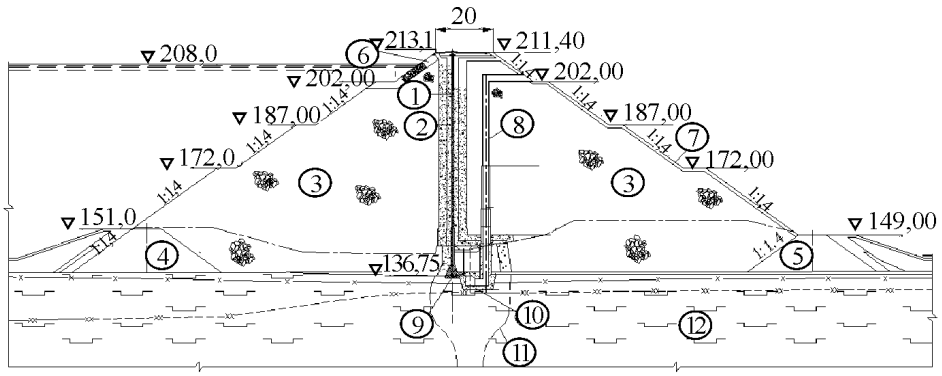


Рис. 3. Поперечное сечение грунтовой плотины Богучанской ГЭС:
1 – асфальтобетонная диафрагма; *2* – переходные слои; 3 – каменная наброска из долеритов; *4* –верховая перемычка; *5* – низовая перемычка; *6* – крепление каменной наброской ∅ 150 – 1000 мм; *7* – покрытие низового откоса камнем диаметром до 300 мм; *8* – смотровая шахта; *9* – опорная плита; *10* – цементационная галерея; *11* – цементационная завеса; *12* – долериты

Для транспортировки асфальтобетонной смеси успешно применяются асфальтовозы, обеспечивающие сохранение температуры смеси и отсутствие ее расслоения (рис. 4). В 2008 г. темп ежегодной укладки асфальтобетона достиг 28 тыс. м^3.

Строительство плотины Ирганайской ГЭС на р. Аварское Койсу было закончено в 2007 г. Район строительства характеризуется уровнем сейсмичности 9 баллов по шкале MSK-64. ГЭС построена по плотино-деривационной схеме. Плотина возведена в скальном ущелье на 60-метровой толще аллювиальных отложений. В состав сооружений входят: здание ГЭС, гравийно-галечниковая плотина с асфальтобетонной диафрагмой, два деривационных туннеля длиной по 5,2 км, туннельный водосброс. Полная мощность ГЭС – 800 МВт (первая очередь – 400 МВт при выработке 1,28 млрд. кВтч/год). Расчетный напор 168 м. Водохранилище объемом 705 млн. м^3 имеет площадь 18,0 км^2.

Плотина имеет высоту 101 м, длину по гребню 312 м, ширину по гребню 12 м. Диафрагма из литого асфальтобетона переменной толщины от 0,6 м у гребня до 1,25 м у основания, состоит из 2-х участков: основного – вертикального и верхнего – наклонного в сторону нижнего бьефа высотой 22 м для улучшения напряженно-деформированного состояния гребня плотины. Сопряжение со скальными бортовыми примыканиями выполнено с помощью бетонной облицовки. Инспекционная галерея размещена в теле плотины со стороны нижнего бьефа по отношению к диафрагме и имеет продолжение в бортах в виде дренажно-цементационных штолен. В аллювиальном основании под плотиной выполнена висячая 20-метровая "стена в грунте" из пластичного глинобетона и многорядная цементационная завеса на всю глубину (рис. 5).

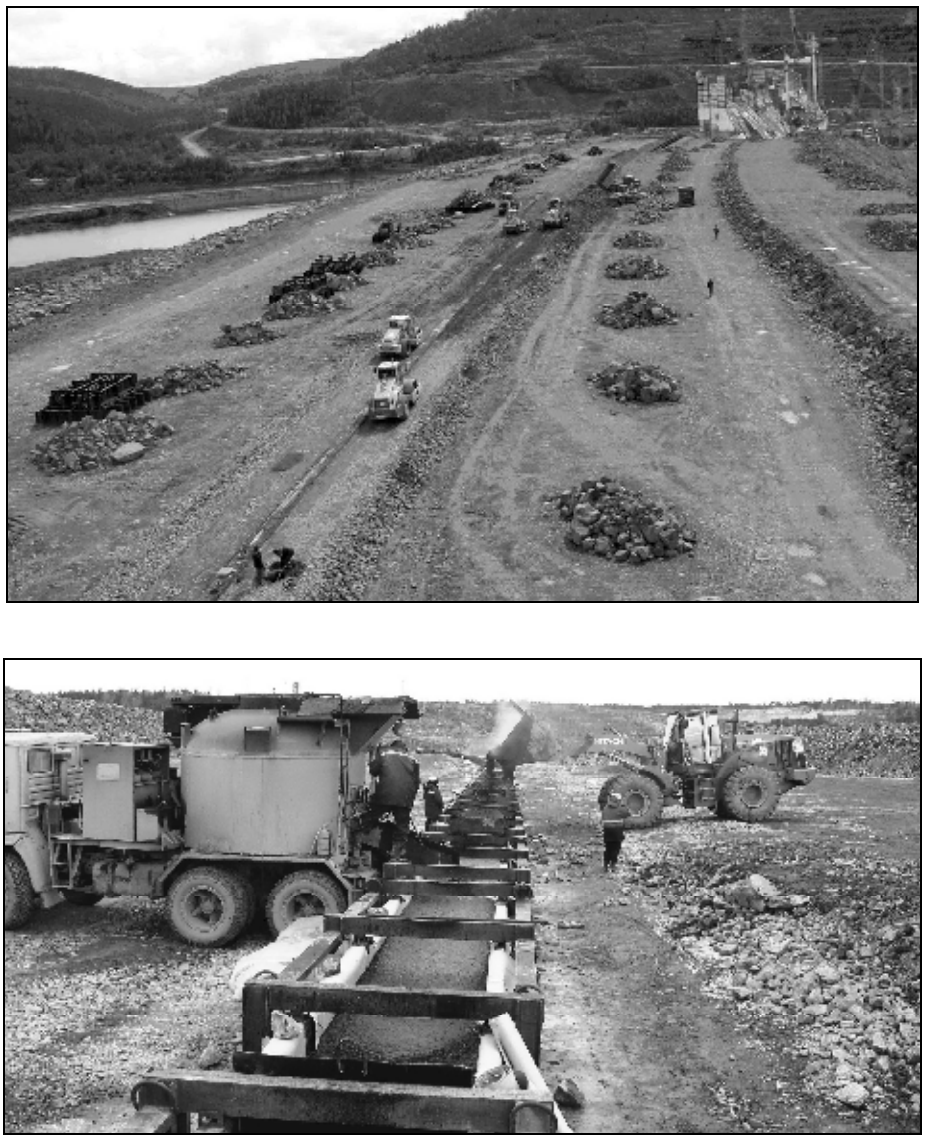


Рис. 4. Возведение асфальтобетонной диафрагмы плотины Богучанской ГЭС

Состав асфальтобетона такой же, как и на Богучанской плотине.

Технология выполнения диафрагмы включала установку разборно-переставной опалубки из бетонных блоков и частичную отсыпку грунта переходной зоны. Асфальтобетонная смесь, изготовленная в асфальтосмесительных установках, доставлялась к месту строительства и заливалась в опалубку. После остывания асфальтобетона опалубку снимали и производили досыпку грунта в переходнуюзону и его уплотнение (рис. 6).

Для проектируемой в настоящее время грунтовой плотины Гоцатлинской ГЭС с асфальтобетонной диафрагмой, створ которой находится выше Ирганайской ГЭС, в качестве одного из вариантов рассматривалась плотина с асфальтобетонным экраном.

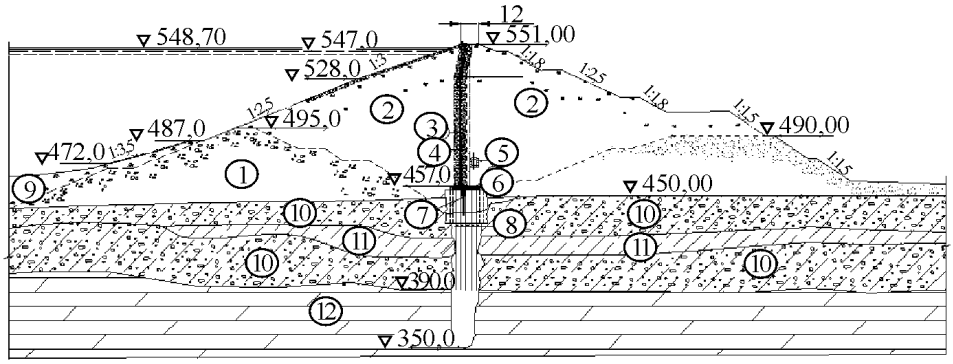


Рис. 5. Поперечное сечение русловой части плотины Ирганайской ГЭС:
1 – плотина первой очереди; *2* – гравийно-галечниковый грунт; *3* – асфальтобетонная диафрагма; *4* – переходные слои; *5* – потерна; *6* – форшахта; *7* – стена в грунте (глинобетон); *8* – пятирядная инъекционная завеса; *9* – супесчаный грунт с щебнем; *10* – галечниковые грунты с валунами, с песком различной крупности с супесью и щебнем; *11* – щебенистые грунты с глыбами и глыбовые грунты с валунами с супесью пылеватой; *12* – переслаивающиеся аргиллиты и песчаники

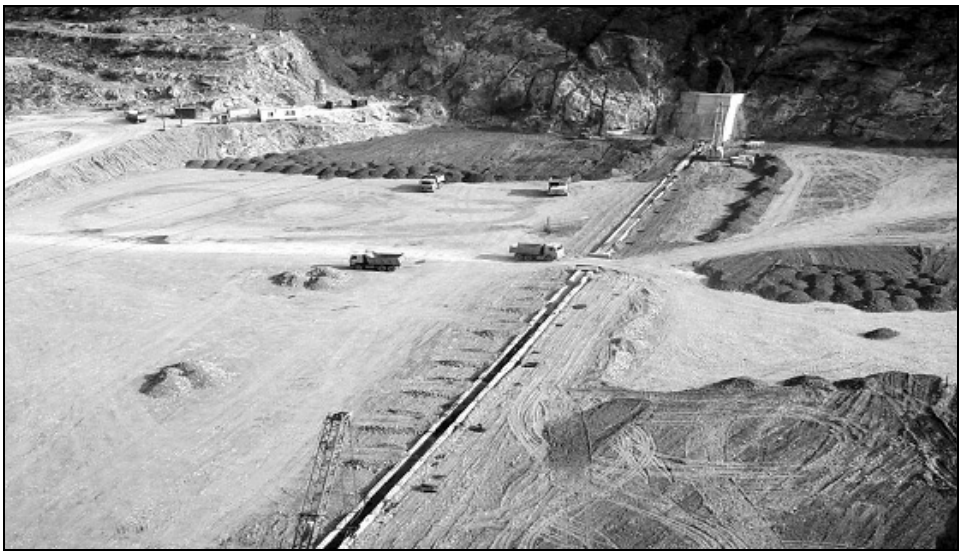


Рис. 6. Панорама строительства плотины Ирганайской ГЭС

Грунтовая плотина ГЭС, высотой 67 м с длиной по гребню 157 м, отсыпается из галечникового грунта. Верховая перемычка, входящая в тело плотины, выполнена из наброски горной массы с суглинистым противофильтрационным экраном с заложением 1:2,5 и глинобетонной "стеной в грунте" по оси перемычки. Низовой банкет перекрытия так же выполнен из горной массы (рис. 7).

Заложение верхового откоса в пределах от гребня до бермы составляет 1:1,6, откос покрыт асфальтобетонным экраном толщиной 0,5 м. Заложение низового откоса составляет 1:1,8. Крепление низового откоса выполняется крупным камнем. По гребню плотины проходит автомобильный проезд.

Для получения прогнозного поведения рассматриваемой конструкции плотины расчетные исследования проводились для руслового поперечного сечения грунтовой плотины ГоцатлинскойГЭС с основанием.

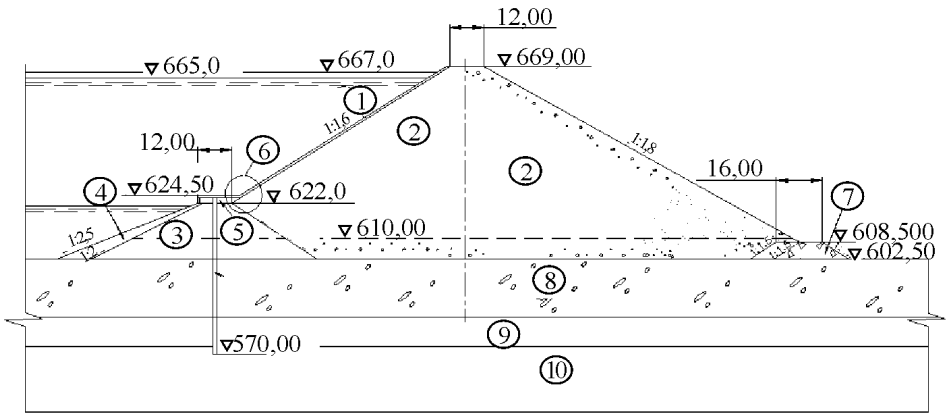


Рис. 7. Поперечное сечение русловой части плотины ГоцатлинскойГЭС:
1 – асфальтобетонный экран; *2* – гравийно-галечниковый грунт; *3* – верховая перемычка из каменной наброски; *4* – экран из супеси; *5* – глинобетонная стенка; *6* – форшахта, соединяющая глинобетонную стенку и асфальтобетонный экран; *7* – банкет; *8* – аллювиальное основание; *9* – выветрелая скала; *10* – сохранная скала

В ходе исследований был выполнен комплекс расчетных обоснований устойчивости и прочности проектного варианта грунтовой плотины с асфальтобетонным экраном при статических и сейсмических воздействиях и напряженно-деформированного состояния системы сооружение – основание в соответствии с требованиями действующей нормативной документации.

Расчетное исследование напряженно-деформированного состояния сооружения было осуществлено на основе плоских математических моделей методом конечных элементов с использованием современных вычислительных программных комплексов "Ansys" и "LS-Dyna". Модель разрабатывалась с целью обеспечения достаточной достоверности схематизации кинематических процессов и процессов развития полей напряженно-деформированного состояния в системе.

Для расчета сейсмостойкости грунтовой плотины по динамической теории была использована акселерограмма, соответствующая реальному землетрясению и представленная записью ускорений свободной поверхности, интенсивность которых была пересчитана на условную нижнюю границу расчетной области.

Анализ проведенных расчетов показал, что при сейсмическом воздействии высокой интенсивности может произойти нарушение динамической прочности структуры асфальтобетонного экрана на верховом откосе. В особенности это касается узла сопряжения наклонного и горизонтального участков экрана. С целью уменьшения областей потенциально возможного нарушения прочности структуры необходимо с особой тщательностью относиться к подбору физико-механических характеристик асфальтобетона и дальнейшей его оценки. Необходимо отметить также, что при проведении подобных расчетов особое внимание следует уделить обеспечению прочностных параметров гравийно-галечниковых грунтов верхней части тела плотины. В области, где реализуются максимальные значения сейсмических ускорений при укладке гравийно-галечникового материала, содержащего более 5% мелких и пылеватых

фракций, объем потенциально опасного отсека существенно увеличивается, что может привести к нарушению целостности гребневой части плотины и, следовательно, всего водонапорного фронта.

Выводы

Большой международный опыт строительства каменнонабросных плотин с железобетонными экранами и асфальтобетонными диафрагмами убедительно подтверждает перспективность этих сооружений для самых разных природных условий строительства, что обеспечивается их конструктивными, технологическими и экономическими преимуществами. Для многообразных природных условий России значение возможности применения таких плотин значительно возрастает, учитывая их практически доказанную надежность для условий высокой сейсмичности, сжимаемых оснований и сурового холодного климата.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. World Atlas & Industry Guide. H&D. 2008.

2. Progress at current major CFRD projects. H&D. Vol. 10. Issue 4. Pp. 79-87. 2003.

3. N. L. de S. Pinto. The design and construction of extra high CFRDs. H&D. Vol. 16. Issue 3. Pp. 41-44. 2009.

4. P. M. Filho, N. L. de S. Pinto. CFRD dam characteristics learned from experience. H&D, Vol. 12. Issue 1. Pp. 72-76. 2005.

5. N. L. de S. Pinto. Very high CFRDs: Behavior and design features. H&D. Vol. 15. Issue 4. Pp. 43-49. 2008.

6. L. V. Xavier, S. C. Aebertoni, R. F. Pereira, J. Antunes. Behavior and treatment of Campos Novos dam during second impounding. H&D. Vol. 15. Issue 4.Pp. 53-58. 2008.

7. X. Zeping. Performance of the Zipingpu CFRD during the Wenchuan earthquake. H&D. Vol. 16. Issue 3. Pp. 89-92. 2009.

8. M. Wieland and R. P. Brenner. Earthquake aspects of concrete-face rockfill dams, diaphragm walls and grout curtains. Int. Journal Water Power and Dam Construction. April. 2007.

9. V. Glagovsky, E. Kourneva Numerical modeling of concrete face rockfill dam at seismic impact. The 14th World Conf. on Earthquake Engineering, Beijing, China, Oct. 2008.

10. V. Glagovsky, E. Kourneva Numerical modeling of CFRD behavior. The 9th International Benchmark Workshop of numerical analysis of dams. St.Peterburg. Russia. June 2007.

11. V. Glagovsky, N. Kassirova, E. Kourneva, M. Druzhinin Computation analysis of rockfill dam with reinforced concrete face under static and seismic action. The 13th World Conf. on Earthquake Engineering. Paper 2169. Vancouver. Canada. Aug. 2004.

12. Х. Саксегаард. Асфальтобетонные диафрагмы для каменнонабросных плотин // Гидротехническое строительство. 2003. № 12. С. 35-38.

13. С. Н. Попченко. Асфальтовые диафрагмы в плотинах из местных материалов// Гидроизоляция и антикоррозионная защита сооружений Л.: Энергия. 1967. С. 98-114.

14. STRABAG BAU-AG. Asphaltic Concrete for Hydraulic structures. Asphaltic Concrete cores for Earth-and Rockfill Dams. Schriftenreihe №45.

15. K. Hoeg. Asphaltic concrete cores for embankment Dams. Stafkraft. Veidekke. Norwegian Institute, 1993.

УДК 621.311.25:621.039

ИССЛЕДОВАНИЕ ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКОЙ ОБСТАНОВКИ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ КОТЛОВАНА 1-ГО ЭНЕРГОБЛОКА ЛЕНИНГРАДСКОЙ АЭС-2

С.В. Сольский[1], Д.П. Самофалов[2], Е.В. Булганин[3], М.П. Головина[4]

Участок размещения основных сооружений первого энергоблока ЛАЭС-2 размером 160,0х180,0 м располагается в юго-восточной части промзоны г. Сосновый Бор.

В геоморфологическом отношении поверхность участка представляет собой верхнеплейстоценовую аккумулятивную озерно-ледниковую равнину с абсолютными отметками 20,00 – 22,00 м. Абсолютная отметка планировки 21,00 м.

На рис.1 представлен геологический разрез площадки, пересекающий котлован в меридианном направлении.

Гидрогеологические условия района котлована характеризуются развитием двух горизонтов подземных вод: горизонта грунтовых вод четвертичных отложений и горизонта подземных вод коренных нижнекембрийских пород (ломоносовский горизонт).

Грунтовый водоносный горизонт приурочен к современным и верхнеплейстоценовым пескам различной крупности, супесям и их прослойкам в глинистых озерно-ледниковых и ледниковых отложениях. До начала разработки котлована уровень грунтовых вод располагался на глубине от 0,0 до 2,0 м. К моменту проведения работ по устройству котлована была проведена планировка территории с частичной срезкой четвертичных отложений и устройством строительной осушительной сети, дренирующей грунтовый водоносный горизонт. В период строительства котлована водоносный горизонт на площадке в результате действия дренажа отсутствовал. Характер обводненности котлована зависел от геофильтрационных параметров Ломоносовского напорного водоносного горизонта. В целом ломоносовский горизонт, приуроченный к пескам и слабосцементированным песчаникам нижнего кембрия, представлен тремя водоносными зонами, отделенными друг от друга прослоями водоупорных глин (см. рис. 1).

[1] Доктор техн. наук, зав. отделом
Тел.: (812) 535-88-85. E-mail: solsk@dry.vniig.ru
[2] Канд. техн. наук, ст. научн. сотр.
Тел.: (812) 535-20-46. E-mail: samofalov@dry.vniig.ru
[3] Инженер
Тел.: (812) 534-12-58. E-mail: ebulganin@proektvodstroi.ru
[4] Инженер
Тел.: (812) 535-52-36. E-mail: golovina@dry.vniig.ru
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева». , 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, д.21

Верхняя зона приурочена к пескам и сильновыветрелым, сильнотрещиноватым песчаникам, залегающим с поверхности или под четвертичными отложениями. Пьезометрический уровень зоны 2,0 – 4,0 м от поверхности, мощность зоны составляет 1,0 – 4,5 м, средний коэффициент фильтрации по данным опытно-фильтрационных работ около 1,0 м/сут. Пески и песчаники подстилаются кембрийскими глинами.

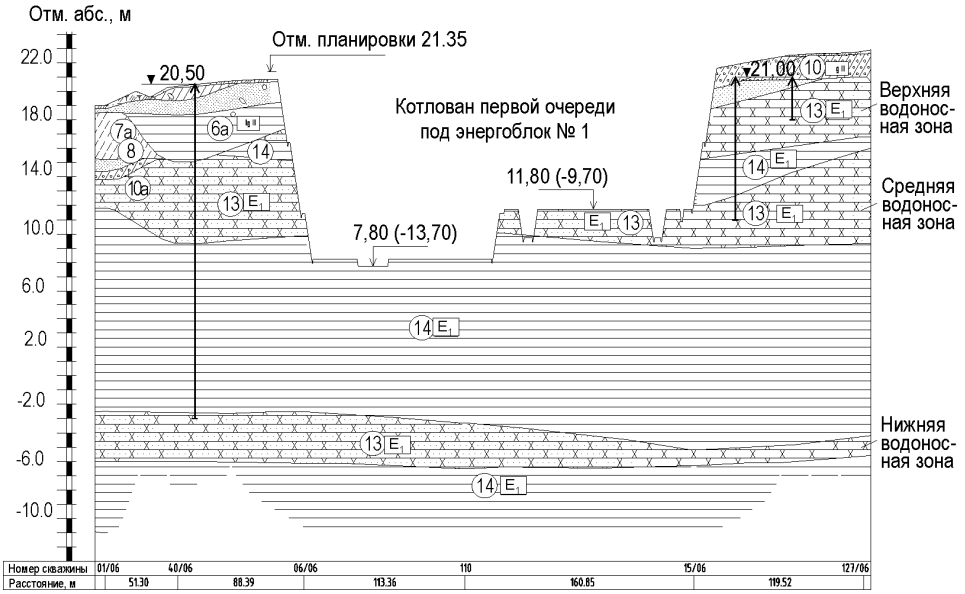


Рис.1. Геологический разрез основания первого энергоблока ЛАЭС-2:

(13) – песок, вмещающий водоносные горизонты; (14) – глина, водоупорный слой; xxxx – водоносная зона

Средняя зона приурочена к песчаникам более уплотненным и менее трещиноватым, чем вышележащая. Водоносная зона перекрыта пластичными глинами мощностью 1,0 – 2,0 м и подстилается мощной, до 10,0 – 12,0 м, толщей нижнекембрийских трещиноватых глин. Режим фильтрации зоны напорный, средний коэффициент фильтрации около 1 м/сут. Мощность зоны равна в среднем 5,0 – 6,0 м, кровля залегает на глубине 4,9 – 6,8 м, уровень воды до строительства котлована находился на 1,0 – 3,0 м от поверхности (абсолютные отметки 19,00 – 21,00 м).

Нижняя зона приурочена к выдержанному по простиранию прослою прочных трещиноватых песчаников мощностью от 0,8 до 4,0 м, залегающему в толще твердых глин, глубина залегания кровли составляет 20,0 – 26,0 м. Воды высоконапорные, пьезометрический уровень располагается на 1,0 – 1,5 м ниже уровня двух верхних водоносных зон. Коэффициент фильтрации нижней зоны ломоносовского горизонта по результатам лабораторных испытаний принят равным 0,2 м/сут.

С 2006 г. по май 2008 г. ООО «Нефтегазгеодезия» проводились систематические наблюдения за уровнями грунтовых вод по сети гидрогеологических скважин (рис. 2).

Режимная сеть площадки ЛАЭС-2 включает 42 скважины, из которых 26 были оборудованы на первый от поверхности водоносный горизонт (грунтовый горизонт или верхнюю водоносную зону ломоносовского гори-

зонта), 12 – на вторую водоносную зону ломоносовского горизонта и 4 – на третью. В 1995 г. на предполагаемой площадке строительства первого энергоблока ЛАЭС-2 был устроен опытный котлован глубиной около 10 м. Осенью 2007 г. специалистами ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева» были проведены опытные откачки из котлована, которые сказались на режиме подземных вод – во время откачек происходил каптаж двух верхних зон ломоносовского горизонта. По результатам наблюдений за уровнем воды в скважинах за период 2006 – 2007 гг. сделан вывод о достаточно надежной гидравлической связи двух верхних водоносных зон, однако связь третьей зоны с двумя вышележащими не нашла достаточного подтверждения. Из вышеизложенного следовало, что по мере углубления котлована и вскрытия верхних зон невозможно дать однозначный ответ о степени падения напоров в нижней водоносной зоне. В сложившихся условиях справедливым было принять консервативную оценку, то есть принимать в расчетах, что строительство котлована не окажет существенного влияния на напоры в нижней зоне ломоносовского горизонта и, соответственно, в расчетах фильтрационной прочности котлована следует принимать напор в нижней зоне, соответствующий природному.

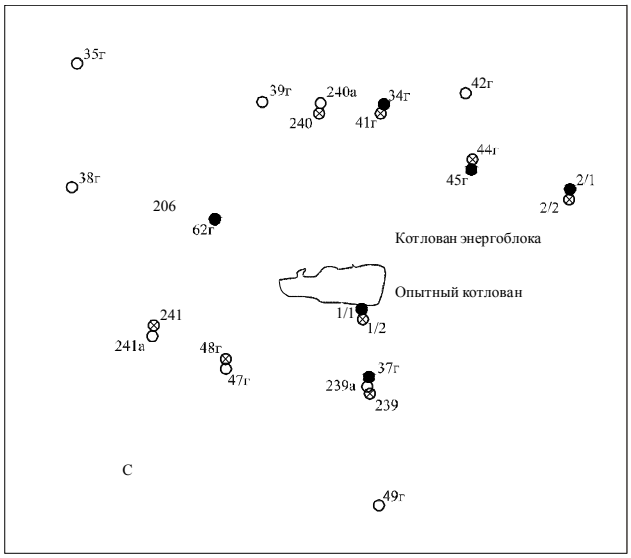


Рис. 2. Схема расположения наблюдательных скважин на зоны водоносного горизонта:
○ – на верхнюю зону; ⊗ – на среднюю зону; ● – на нижнюю зону

При разработке наиболее заглубленной части котлована энергоблока требуется снять часть слоя глин (ИГЭ-14) (ИГЭ – инженерно-геологический элемент) с кровлей на абс. отм. 8,00 – 10,50 м. Уменьшение слоя глины, перекрывающей напорный водоносный горизонт, приуроченный к толще уплотненных песчаников (ИГЭ-13) с кровлей на абс. отм. –2,30 … – 4,30 м, создает условия для возникновения выпора грунтового основания котлована.

Гидрогеологические условия разработки котлована представлены на рис.1. В дальнейших расчетах за отметку кровли водоносного горизонта принята абс. отм. –2,50 м, а также положение пьезометрической поверхности напорного горизонта в естественных условиях равное абс. отм. 20,50 м.

Фильтрационный выпор грунта проявляется под действием взвешивающих и фильтрационных сил при условии, что в какой-либо зоне вертикальные составляющие гидродинамических сил превысят критические значения и не будут уравновешены силами, препятствующими выпору (собственному весу грунта, весу слоя пригрузки).

В рассматриваемом случае выпор глинистого слоя ожидается под воздействием восходящего фильтрационного потока, обусловленного залеганием ниже слоя глин напорного горизонта.

Согласно СНиП 2.02.02-85* фильтрационная прочность грунта по выпору обеспечивается при выполнении условия

$$J_u \le \frac{1}{\gamma_n} J_{\text{сг},\,u}, \qquad (1)$$

где J_u – действующий градиент напора выпора; $J_{\text{сг},u}$ – критический градиент выпора; γ_n – коэффициент надежности, принимаемый в зависимости от класса сооружения от 1,10 до 1,25.

Для грунта ИГЭ 14 критический градиент напора выпора при отсутствии пригрузки, согласно расчетам, равен 1,16.

Действующий градиент напора выпора на верхний слой грунта котлована определяется по формуле

$$J_u \cong \frac{z}{t_{\text{сл}}}, \qquad (2)$$

где z – действующий напор на слой грунта ИГЭ-14; $t_{\text{сл}}$ – толщина слоя глинистого прослоя после разработки котлована до проектной отметки. Для условий пьезометрического уровня на отметке 20,50 м и проектной отметке котлована 7,80 м при z = 12,7, $t_{\text{сл}}$ = 10,3 м, соответственно J_u = 1,23.

$$1{,}23 > \frac{1}{1{,}1} 1{,}16 = 1{,}05 \text{ – при } \gamma_n = 1{,}10;$$

$$1{,}23 > \frac{1}{1{,}25} 1{,}16 = 0{,}93 \text{ – при } \gamma_n = 1{,}25.$$

Условие неравенства (1) не выполняется. Следовательно, в соответствии с параметрами, полученными во время изысканий и наблюдений (2006 – 2007 гг.), при разработке котлована до отметок 7,80 м без применения конструктивных мероприятий возможен фильтрационный выпор основания.

Для обеспечения фильтрационной прочности прослоя глины ИГЭ-14 при расположении пьезометрического уровня на отм. 20,50 м его толщина должна быть не менее: $t_{\text{сл}} = 11{,}93$ ($\gamma_n = 1{,}25$); $t_{\text{сл}} = 11{,}22$ м ($\gamma_n = 1{,}10$).

Исходя из полученных значений разработку котлована без дополнительных мероприятий, предотвращающих развитие фильтрационного выпора слоя глины ИГЭ-14, допускается производить: для γ_n = 1,25 до абс. отм. 9,43 м (отн. отм. –11,57 м), для γ_n = 1,10 до абс. отм. 8,27 м (отн. отм. – 12,28 м).

Допустимые отметки дна котлована в зависимости от пьезометрических уровней представлены на рис. 3.

В проекте разработки котлована предусматривалось устройство разгрузочных скважин. Обоснование параметров и количества разгрузочных

скважин проводилось численными и аналоговыми методами для различных вариантов дренажной системы, состоящей из скважин вертикального дренажа.

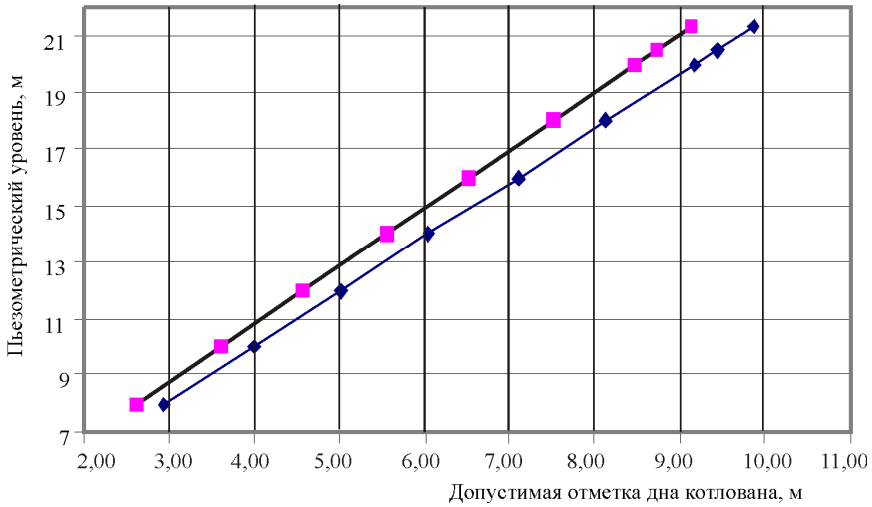


Рис. 3. Графики зависимости допустимой отметки разработки дна котлована от уровня пьезометрической поверхности напорного горизонта:
– $\gamma_n = 1{,}25$; – $\gamma_n = 1{,}1$

Из рассмотренных вариантов более эффективным, при котором не ожидается выпора глин, оказался вариант устройства вертикальных скважин по трассе бермы на отметке 11,00 м с шагом 7,0 м.

Для организованного сбора фильтрационных вод, поступающих из самоизливающихся скважин, скважины рекомендовалось выполнить по трассе предварительно выполненной дренажной канавы (рис. 4).



Рис. 4. Схема устройства разгрузочных скважин

В сложившихся условиях было принято решение дополнительно проанализировать накопленную гидрогеологическую информацию, продолжить мониторинг подземных вод, расширив наблюдения за счет установки дополнительных скважин и повысив частоту наблюдений, оперативно обрабатывая при этом новую гидрогеологическую информацию, отслеживая гидродинамическую обстановку по мере углубления котлована. Конечной целью исследований должен был стать прогноз напора в нижней зоне ломоносовского горизонта и уточнение конструкции котлована 1-го энергоблока ЛАЭС-2.

Для уточнения характера связи уровней и напоров вод различных горизонтов на начальном этапе исследований был проведен корреляционный анализ наблюдений. В качестве реперных были приняты данные наблюдений по скважине № 41, которая отражает режим напоров в средней зоне ломоносовского горизонта. Полученные коэффициенты связи данных по этой скважине с параллельными наблюдениями по другим скважинам для всех горизонтов представлены в табл. 1

На основании полученных результатов представилось возможным сделать вывод о хорошей гидравлической связи горизонтов подземных вод. В первом приближении можно утверждать, что напоры в верхней и средней водоносных зонах ломоносовского горизонта совпадают и это практически гидравлически связанные слои. В нижней зоне ломоносовскогогоризонта напоры в целом следуют тенденции изменения напоров в верхних зонах, однако четкой синхронности изменения напоров не прослеживается.

Дополнительно было проведено исследование корреляционной связи уровней в скважинах, установленных в нижней зоне ломоносовского горизонта. Результаты, представленные в таб. 2, показывают, что в пласте песчаника, воды в котором и представляют горизонт, гидравлическая связь между различными участками горизонта достаточно слабая и изменение напора в пласте происходит неравномерно, со значительной инерцией. Менее выраженная синхронность изменения напоров в нижней зоне ломоносовского горизонта может объясняться незначительной пьезопроводностью пласта в целом, наличием участков с очень слабой водопроницаемостью.

Для более полного и достоверного изучения гидрогеологической обстановки было принято решение установить дополнительный створ из двух кустов скважин, в каждом кусте по два пьезометра, по одному в средней и нижней зонах. Один располагался непосредственно на бровке котлована, другой в 200 м от котлована. Скважины были установлены в период с 1 по 3 марта 2008 г. и сразу же были начаты наблюдения.

К марту котлован был заглублен практически по всей площади на глубину 5,0 – 7,0 м, были каптированы 2 верхних зоны ломоносовского горизонта.

Режимные наблюдения за динамикой уровней воды в скважинах показали, что откачка воды из котлована существенно сказывается на уровне воды в скважинах. Произошло плавное снижение уровней воды во всех скважинах, установленных в ломоносовском горизонте, а так же расположенных близко от котлована скважинах, отражающих уровень грунтовых вод. Вокруг котлована в подземных водах образовалась воронка депрессии. Значительное снижение напоров отмечено, в том числе в третьей водоносной зоне, что свидетельствует о наличии гидравлической связи этой зоны с вышележащими.

Таблица 1

Результаты расчета коэффициента корреляции наблюденных уровней подземных вод по водоносным зонам ломоносовского горизонта (с данными по скважине № 41)

Верхняя водоносная зона																		
№ скважины	131б	241а	132	239а	208	240а	33г	35г	36г	38г	39г	40г	42г	43г	47г	52г	57г	59г
Глубина скважины, м	3,3	4,5	6,2	6,4	3,7	4,7	12,0	9,3	11,0	12,0	8,7	6,0	8,0	5,0	4,5	12,0	10,0	4,8
R-коэффициент корреляции	0,835	0,826	0,642	0,807	0,825	0,967	0,986	0,937	0,932	0,901	0,954	0,975	0,965	0,983	0,818	0,908	0,900	0,908
R среднее	0,843																	

Средняя водоносная зона													
№ скважины	241	123а	131	132а	239	104а	202	206	242	240	41г	44г	48г
Глубина скважины, м	10,2	11,7	9,3	13,5	10,0	9,5	9,4	10,0	11,0	9,0	12,0	9,7	11,2
R-коэффициент корреляции	0,963	0,415	0,772	0,772	0,905	0,840	0,943	0,946	0,905	0,962	–	0,988	0,939
R среднее	0,862												

Нижняя водоносная зона				
№ скважины	34г	37г	45г	62г
Глубина скважины, м	27,5	30,5	27,5	26,0
R-коэффициент корреляции	0,619	0,864	0,696	0,496
R среднее	0,669			

Таблица 2

Результаты расчета коэффициента корреляции наблюденных уровней подземных вод в нижней водоносной зоне ломоносовского горизонта

№ скважины	45 – 37	37 – 62	62 – 45	37 – 34	62 – 34
R-коэффициент корреляции	0,776	0,565	0,724	0,562	– 0,039

Для более надежной оценки гидродинамической обстановки в районе котлована был проведен полевой эксперимент. В течение 3-х дней была прекращена откачка подземных вод, поступающих в котлован. Это привело к повышению уровня воды в зумфе, в качестве которого использовался опытный котлован, на 2,50 м и к прекращению каптажа средней водоносной зоны ломоносовского горизонта.

Затем была произведена интенсивная и практически мгновенная откачка воды. Было отмечено влияние режима откачек на уровни в скважинах верхней, средней и нижней водоносных зон (рис. 5). На основе динамики откачек экспериментально было доказано, что полный каптаж средней водоносной зоны и увеличение воронки депрессии приведет к снижению напоров в нижней водоносной зоне. Достаточно надежная гидравлическая связь зон позволит путем откачек из средней зоны регулировать напоры нижней зоны.

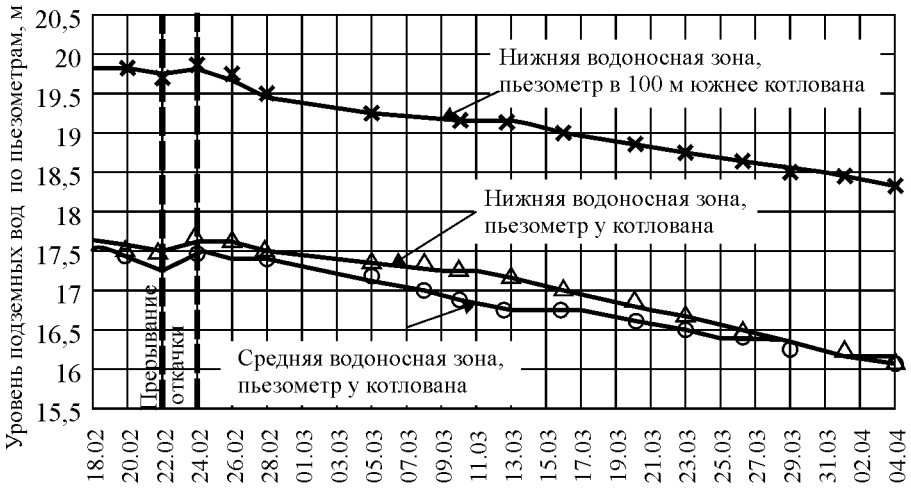


Рис. 5. График динамики изменения уровня подземных вод в зонах ломоносовского горизонта

Проведенные исследования позволили обосновать прогноз: при своевременной откачке поступивших в котлован подземных вод ко времени завершения работ по выемке котлована пьезометрический уровень в нижней водоносной зоне ломоносовского горизонта снизится до абс. отм. 15,00 м и выпора грунтового основания котлована не ожидается. На основе полученного прогноза сделано заключение, в котором рекомендовалось отказаться от запроектированной системы разгрузочных вертикальных самоизливающихся скважин.

Мониторинг подземных вод вокруг котлована продолжался до полного отрытия котлована. Пьезометрический напор в третьей водоносной зоне ломоносовского горизонта снижался по мере строительства котлована в соответствии с прогнозом, выпора не произошло.

Выводы

Опыт устройства котлована 1-го энергоблока Ленинградской АЭС-2 свидетельствует о высокой эффективности мониторинга гидродинамической обстановки в районе котлована во время строительного периода. Натурные наблюдения за динамикой подземных вод во время строительства, всесторонний анализ материалов мониторинга за предшествующий двухлетний период, проведение полевых экспериментов по оценке влияния откачек на напоры подземных вод и базирующиеся на полевых данных аналитические расчеты позволили в процессе строительства провести оперативную корректировку проектных решений, направленную на удешевление строительства и сокращение его сроков.

Успех выполненной работы обусловлен тесным взаимодействием изыскателей, проектировщиков строителей и научными сотрудниками на всех этапах проектирования и строительства.

Изложенный подход при организации и проведении работ по корректировке проектных решений при устройстве фундаментов глубокого заложения дает значительный экономический эффект и может быть рекомендован к широкому применению.

УДК 624.131.537

ОБОСНОВАНИЕ МЕРОПРИЯТИЙ ПО ОБЕСПЕЧЕНИЮ БЕЗОПАСНОСТИ ОПОЛЗНЕОПАСНОГО СКЛОНА

С.В. Сольский[1], Н.Ф.Кривоногова[2], Ю.Ю.Савельева[3], Л.И. Свительская[4], Д.В. Петров[5], Е.В. Булганин[6]

Неоднократные разрушительные аварии, возникающие при эксплуатации магистральных газопроводов в местах перехода их через реки, связаны, в частности, с активизацией склоновых процессов [1]. Проблема безопасного обустройства оползнеопасных береговых склонов как в местах переходов газопроводов через судоходную реку, так и для других целей при строительном освоении территорий является весьма актуальной. В статье приведен пример разработки комплекса рациональных противооползневых мероприятий для обеспечения устойчивости потенциально оползневого склона в долине р. Малая Северная Двина.

Объект и задачи исследований

Район прохождения трассы рассматриваемого магистрального газопровода расположен в Северо-Восточной части Европейской территории России.

В административном отношении участок проектируемого и существующего перехода газопровода через реку находится в Архангельской области, в 3 км от южной границы г. Котлас. Объектом исследований являлся правобережный склон на участке перехода газопровода через р. Малая Северная Двина.

Участок проектируемой трассы газопровода СРТО (Северные районы Тюменской области) – Торжок размером 150×230 м расположен на расстоянии порядка 55 – 70 м от резервной нитки действующего газопровода с правой стороны по ходу газа.

Газопровод относится к особо ответственным сооружениям.

Изысканиям, обоснованию и разработке проекта по обеспечению устойчивости склона и безопасной эксплуатации газопровода предшествовало рекогносцировочное обследование выделенного участка берега с целью

[1] Докт. техн. наук, зав. отделом
Тел.: (812) 535-88-85, E-mail: solsk@dry.vniig.ru
[2] Канд. геол.-мин. наук, зав. лаб.
Тел.: (812) 535-88-90, E-mail: knf@ ground.vniig.ru
[3] Канд. техн. наук, старший научн. сотр.
Тел.: (812) 535-26-46, E-mail: savelieva@dry.vniig.ru
[4] Научн. сотр.
Тел.: (812) 535-88-90, E-mail: svit@ ground.vniig.ru
ОАО "ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.
[5] Нач.сектора
Тел.: (812) 494-72-10, E-mail: DPetrov@proektvodstroi.ru
[6] Инженер
Тел.: (812) 494-72-10, E-mail: ebulganin@proektvodstroi.ru
ООО «НПК Проектводстрой», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21

оценки состояния склона в целом, выявление неблагоприятных процессов и явлений путем детального осмотра берега и прилегающей к участку территории с применением простейших измерительных приборов, кроме того, подвергся анализу имевшийся материал по ранее проложенным ниткам газопровода.

Для района характерны умеренный летне-осенний период и суровый зимний, высокая степень залесенности с большим количеством низких заболоченных пространств.

Долина р. Малая Северная Двина на участке перехода газопровода имеет резко асимметричное строение. Правый восточный берег крутой, высотой до 25 – 30 м, эрозионный, местами обрывистый; левый – пологий – аккумулятивный, плавно переходящий в обнажающуюся в межень песчаную отмель. Пересечение реки с трассой газопровода приурочено к относительно прямолинейному участку долины. Ширина реки в меженный период по основной и резервной ниткам газопровода составляет около 400 м. Среднемеженный расход реки в створе перехода газопровода оценен в 317 $м^3/с$, среднемеженный уровень воды – 43,10 м.

По выровненной поверхности вблизи бровки склона проходит асфальтированная автодорога местного значения (г. Котлас – г. Савватия), отстоящая на 3 – 5 м от юго-восточного угла участка и на 50 м от северо-восточного. За дорогой расположены технологические площадки газопроводов. В 100 м ниже по течению от створа перехода находится старая, полуразвалившаяся пристань из бетонных плит с арматурой. Ширина пристани 10 м, длина – 50 м.

При проведении визуального обследования проектируемый участок газопровода V очереди представлял собой естественный лесной массив с весьма сложным микрорельефом, со следами эрозионной деятельности в виде овражной сети, западин, локальных участков “пьяного” леса и т.д. Склон в верхней части имел значительную крутизну (до 40° у верхней бровки). Оползневые проявления приурочены к наиболее крутым участкам, сложенным с поверхности глинистыми грунтами.

У подножья крутого склона обнаружены выходы подземных вод с незначительным расходом. Здесь отмечались западины и понижения, препятствующие стоку поверхностных вод и способствующие заболачиванию поверхности склона. Вблизи уреза воды грунты водонасыщены.

На основе анализа материалов обследования была составлена Программа и проведены дополнительные инженерные изыскания: геодезические, геофизические и инженерно-геологические, включавшие бурение скважин по выбранным створам с отбором монолитов грунтов для уточнения инженерно-геологического и гидрогеологического строения участка и определения физико-механических свойств грунтов. Методами инженерной геофизики были выявлены в плане и разрезе элементы неоднородности инженерно-геологической среды, в частности, оползневые образования (рис.1); произведена оценка сейсмогеологических условий участка; определены для естественных условий залегания статические и динамические характеристики грунтов.

В основании геологического разреза участка правобережного склона на разведанной глубине 30,0 м повсеместно залегают коренные отложения татарского яруса верхней перми, представленные пестроцветными глинами с тонкими прослоями серовато-белых мергелей и алевролитов, перекрытые

верхнечетвертичными озерно-ледниковыми и ледниковыми отложениями. Верхнюю часть разреза слагают современные техногенные и биогенные грунты мощностью 1 – 10 м. Верхнечетвертичные отложения представлены переслаивающейся толщей фациально изменчивых в плане и по глубине глин, песков и суглинков, содержащих гравий и гальку, мощностью 15 – 20 м и более в верхней части склона. В русле реки и в пределах нижней части склона развиты маломощные аллювиальные отложения.

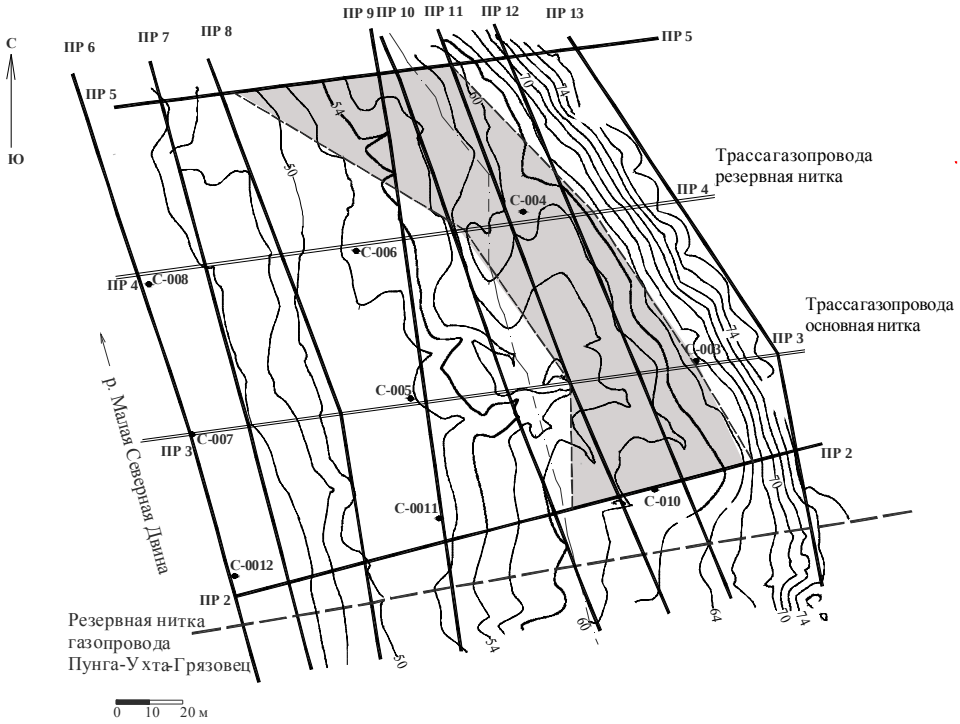


Рис. 1. Схема участка инженерно-геологических и геофизических работ:
• С-008 – скважина и ее номер; ПР 2 – линия геофизического профиля и ее номер;
– зона современных оползневых отложений

Гидрогеологические условия рассматриваемой территории обусловлены геолого-структурными и физико-географическими факторами. До глубины 30,0 м выделяются два водоносных горизонта. Грунтовые воды первого от поверхности горизонта содержатся в современных и верхнечетвертичных отложениях. Участок характеризуется неглубоким залеганием грунтовых вод преимущественно 1,0–2,0 м, разгружающихся в виде малодебитных источников в нижней части склона, а в период снеготаяния или проливных дождей – в средней части склона. Лишь вблизи бровки крутого склона уровень грунтовых вод опускается до 5–10 м. Водовмещающими грунтами второго водоносного горизонта являются трещиноватые известняки и мергели верхней перми.

Значительная часть правобережного склона сложена оползневыми образованиями. Современные оползневые явления представлены блоковыми оползневыми телами мелкого заложения, образовавшимися при резких смещениях грунта в головной крутой части склона и дальнейшего медленного движения оползневых масс к реке. Поверхность скольжения просле-

живалась по слою погребенных почв, вскрытых на глубинах 2,0 – 2,5 м. Вертикальная амплитуда блоковых смещений рыхлых отложений порядка 10 м. Оползневые отложения представлены песчано-глинистой толщей. Материалы геофизических исследований позволили достаточно уверенно выявить и картировать в плане границы оползневых образований, вызванные современными оползневыми процессами, захватывающими как приповерхностный слой мощностью до 1–2,5 м, так и более глубокий слой до глубин от 6 до 8 м (абс. отм. 51 м) в средней части склона (резервная нитка газопровода).

Таким образом, основной причиной образования оползней можно считать деятельность речных и подземных вод при существенной неоднородности литологического состава грунтов, слагающих оползневой склон.

На основании анализа документации буровых и горных выработок, пройденных на рассматриваемом участке склона при изысканиях в 2004–2005 гг. ОАО «Гипроспецгаз», лабораторного изучения грунтов с определением показателей состава, физических и механических свойств грунтов, выполненного в лабораториях ОАО «ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева» и ОАО «Гипроспецгаз» в соответствие с ГОСТ, а также материалов геофизических исследований, проведенных ОАО «ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева» в 2005 г., в основании склона выделены 6 инженерно-геологических элементов (ИГЭ). При назначении нормативных и расчетных значений характеристик физико-механических свойств грунтов выделенных ИГЭ использовались также аналоги, приведенные в литературных и справочных материалах. Рекомендуемыерасчетные характеристики приведены в таблице.

Рекомендуемые расчетные характеристики физико-механических и фильтрационных свойств грунтов правобережного оползнеопасного склона р. Малая Северная Двина

Геологический индекс	№ ИГЭ	Наименование грунта	Плотность грунта ρ, т/м^3		Коэффициент внутреннего трения tgφ		Сцепление C, МПа	Модуль деформации $E_{деф}$, МПа	Коэффициент фильтрации $K_Ф$, м/сут	Коэффициент водоотдачи $\mu_в$
			при естественной влажности	водонасыщенного	при естественной влажности	водонасыщенного				
lgQ_{III} vd^3	9	Пески мелкие	1,75	1,99	0,53	0,50	0,001	26	5	0,17
lgQ_{III} vd^3	11[a]	Супесь пластичная	2,01	2,01	0,48		0,003	12	0,3	0,05
lgQ_{III}	12	Пески средней крупности	1,7	2,00	0,55		0	30	10	0,22
lgQ_{III}	13	Глины тугопластичные	–	1,95	0,30		0,018	16	0,0005	0,0
lgQ_{III}	15	Суглинки полутвердые	2,06	2,06	0,30		0,042	40	0,001	0,0
lgQ_{III}	21	Переслаивание песков и глин	–	1,89	0,35		0,020	17	1*	0,06*

Примечание: * – коэффициенты фильтрации и водоотдачи даны по пескам параллельно слоистости.

Были разработаны инженерно-геологические модели участка размещения проектируемого газопровода на правобережном оползнеопасном склоне для оценки гидродинамической обстановки и расчетов устойчивости склона на участке перехода газопровода через реку. Комплекс фильтрационных расчетов выполнен на основе численного моделирования с использованием программы DRENA, разработанной в лаборатории фильтрационных исследований ОАО «ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева» [2].

Результаты предварительных фильтрационных расчетов, проведенных для случая особо неблагоприятного сочетания водных нагрузок (высокое стояние природных вод, максимальная интенсивность инфильтрации) показали, что при принятых расчетных условиях возможно полное обводнение грунтового массива до дневной поверхности. Обводнение склона значительно повышает возможность развития оползневых процессов. Следовательно, необходимы мероприятия, направленные на понижение уровня грунтовых вод – дренирование и водообустройство площадки.

Расчеты устойчивости потенциально оползнеопасного склона выполнялись по программе «УСТОЙЧИВОСТЬ», позволяющей учитывать в расчетах как статические, так и сейсмические нагрузки с использованием различных способов, рекомендованных нормативными документами [3, 4], для двух случаев: склон в естественном состоянии; склон после срезки грунта и понижения уровня грунтовых вод.

Результаты расчетов для профиля перехода основной нитки трассы газопровода показали, что коэффициент устойчивости склона меньше единицы, что подтверждает выводы о потенциальной неустойчивости склона в естественном состоянии. При этом наиболее опасная поверхность сдвига проходит ниже отметок заложения трубопровода. Предложенная дополнительная срезка грунта и понижение уровня грунтовых вод не делает откос устойчивым; так как коэффициент устойчивости откоса и в этом случае меньше единицы (рис. 2), но полученная наиболее опасная поверхности сдвига проходит выше отметок заложения трубопровода. Область возможных смещений захватывает нитку трубопровода, но поверхность сдвига ее не пересекает.

По трассе резервной нитки газопровода склон потенциально устойчив, но полученный коэффициент устойчивости ниже нормативного для сооружений первого класса. После проведенных мероприятий по срезке и понижения уровня грунтовых вод коэффициент устойчивости откоса выше нормативного.

Результаты выполненных расчетов и обоснований показали, что для гарантированного предотвращения развития оползневых явлений, обеспечения устойчивости склона и безопасной эксплуатации всего коридора газопровода, необходимо выполнение всего комплекса мероприятий, включающих корректировку срезки грунта с учетом полученных при расчетах наиболее опасных поверхностей сдвига для основной нитки газопровода.

Мероприятия, направленные на предотвращение обводнения и оптимизацию профиля оползнеопасного склона

Основной причиной снижения устойчивости оползнеопасного склона, возникновения оползней является его обводнение, обусловленное повышением уровня грунтовых вод и водонасыщением грунтов, слагающих откос.

Для исключения возможности переувлажнения участка склона, по которому проходят как основная, так и резервная нитки газопроводов, предотвращения его возможного обводнения в данном конкретном случае необходимо выполнение следующих мероприятий:

устройство сопутствующего дренажа вдоль трассы газопровода;

организация стока поверхностных вод в р. Малая Северная Двина,

устройство нагорной и водоотводящих канав.

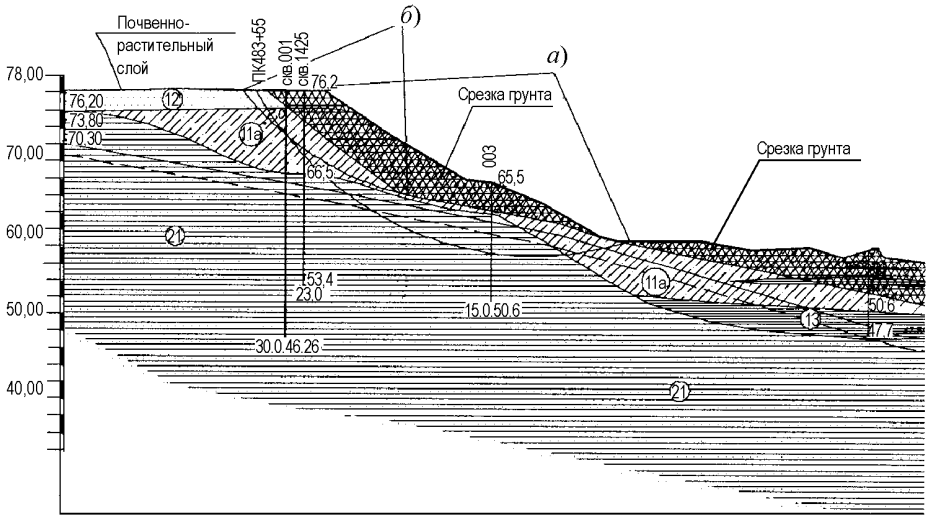


Рис.2. Инженерно-геологический разрез вдоль основной нитки газопровода (участок склона с наиболее опасными поверхностями сдвига)

а – естественный склон; *б* – после срезки и понижения уровня грунтовых вод:

(11а) – песок пылеватый, средней плотности, с прослоями глин, влажный;

(12) – песок средней крупности, с гравием и галькой до 20%, средней плотности; (21) – переслаивание тонких слоев песка и глин: песок мелкий, средней плотности с прослоями супеси (55%), глины от мягкопластичных до полутвердых (45%); (13) – глина ленточная тугопластичная, с прослоями полутвердой, слоистая

Устройство сопутствующего дренажа является первоочередным видом работ в системе мероприятий по закреплению оползнеопасного склона.

Сопутствующий дренаж предназначен для обеспечения возможности беспрепятственного стока профильтровавшихся поверхностных и грунтовых вод в обратную засыпку траншеи трубопровода. Тем самым исключается возможность чрезмерного обводнения естественных грунтов, находящихся в непосредственной близости от потенциальных поверхностей оползневого сдвига.

Сопутствующий дренаж представляет собой бесполосную дрену из щебня фракции 20 – 40 мм, уложенного на дно траншеи по всей ее ширине. Высота щебеночного слоя 0,3 м. Для исключения возможности кольматажа слоя под воздействием суффозии и, соответственно, снижения его водоприемной способности бесполосной грунтовый слой “ оборачивается” в геосинтетический защитно-фильтрующий материал "Bonar TF NW 12".

Разгрузка сопутствующего дренажа по обеим ниткам осуществляется в тело каменной наброски.

После завершения работ по прокладке ниток газопровода и обратной засыпки траншей необходимо выполнить работы по *профилированию* (срезке верхней, пригрузке нижней части) склона.

Организация стока поверхностных вод направлена на уменьшение его инфильтрации в грунт за счет уменьшения его времени добегания к естественной дрене, роль которой играет р. Малая Северная Двина, и ликвидации микропонижений, способствующих дополнительной подпитке грунтовых вод за счет задержки поверхностных. Организация поверхностного стока заключается в планировке откоса таким образом, чтобы направить поверхностный сток к проектируемым отводящим канавам. Для этого поверхность технологического проезда профилируется с уклоном 2 % в сторону водоотводящей канавы.

Нагорная и водоотводящие канавы предназначены для предотвращения дополнительного насыщения склона водой, поступающей с прилегающей территории.

По верхней бровке откоса устраивается нагорная канава с организованным сбросом принимаемого стока в р. Малая Северная Двина. Нагорная канава пересекает весь участок перехода (перпендикулярно ниткам газопровода) и отводит воду по правой нитке водоотводящей канавы.

Водоотводящие канавы трассируются параллельно ниткам газопровода. Ось канав проходит на расстоянии 14,80 м от оси трубопровода. Конструктивно нагорная и водоотводящие канавы представляют собой траншеи, глубина заложения и уклон которых обусловливаются отметками дневной поверхности земли после проведения работ по срезке и отсыпке грунта в зоне прохождения ниток газопровода. В данном случае это траншеи глубиной порядка 0,7 м (в зависимости от крутизны склона), шириной по дну 0,7 м и откосами с заложением 1:1. Уклон траншеи водоотводящих канав переменный и повторяет продольный профиль планировочной поверхности склона, уклон траншеи нагорной канавы 2%.

Для повышения эффективности и надежности весь профиль канав закрепляется габионными конструкциями (матрацы Рено 6,0х2,0х0,23 м и 6,0х2,0х0,30 м) по защитно-фильтрующему материалу "BonarTF NW 12" ("Typar SF40"). Крепление осуществляется от подошвы до верхних отметок склона.

Принимаемые воды сбрасываются в р. Малая Северная Двина по сбросному трубопроводу D = 300 мм из полиэтиленовых труб. Выпуск трубопровода расположен в теле каменной наброски, формирующей защитную банкетку.

Сопряжение водоотводящих канав и сбросного трубопровода производится с помощью водоприемного колодца из сборного железобетона диаметром 1,0 м. Входной оголовок оформляется с помощью габионных конструкций.

Мероприятия, направленные на предотвращение эрозии берегового склона в зоне колебаний уреза воды р. Малая Северная Двина

Существенное влияние на устойчивость откоса оказывают эрозионные процессы в его основании, связанные с колебанием уровня воды, ледовой нагрузкой и скоростным режимом течения реки. Проектом предусмотрена пригрузка склона с его закреплением каменной наброской. В нижней

части склона предусмотрено устройство упорной призмы у подошвы потенциального оползня с закреплением ее откоса от эрозии крупногабаритным камнем, хотя в аналогичных условиях могут быть использованы и другие технологические приемы [5].

Упорная призма создается из супеси, полученной при срезке и выполаживании склона, и щебня фракцией 40 – 70 мм мощностью 0,5 м, уложенного поверх геосинтетического защитно-фильтрующего материала «Bonar TF NW 12» и играющего роль обратного фильтра между супесью и слоем каменной наброски мощностью 5 м (крупногабаритный камень диаметром 0,5 – 1,0 м), предотвращающей размыв тела призмы во время прохождения дождевых паводков и весеннего половодья.

Проектная крутизна откоса – 1:3,5. Призма возводится по всей ширине перехода газопровода с запасом по 20 м в каждую сторону. Общая протяженность пригрузки 95 м, ширина по берме 24 – 31 м.

Отметка гребня пригрузки назначается, исходя из гидрологических данных по изменению уровня воды в реке.

Требования к производству работ на оползнеопасном склоне при прокладке газопроводов

Производство строительных работ по устройству котлована под газопроводы следует начинать с верхней бровки откоса, в этом случае на момент производства работ коэффициент устойчивости откоса не будет снижен. Во избежание перегрузки склона и соответственно потери его устойчивости разработанный грунт следует укладывать в нижней части откоса, во временных отвалах. Также следует обратить особое внимание на подготовку основания под трубопроводы, которое должно быть тщательно спланировано, грунты уплотнены в соответствии с проектом.

Выполнение указанных требований позволит достичь обоснованных критериев устойчивости откоса и предотвратит возможность возникновения каких–либо подвижек грунта как при строительстве, так и в период эксплуатации сооружения, в том числе оползневых смещений.

Таким образом на основании анализа природных и техногенных условий разработан комплекс мероприятий по стабилизации оползнеопасного склона на р. Малая Северная Двина с применением современных технологий и геотехнических материалов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Каган А.А., Кривоногова Н.Ф., Сапегин Д.Д. и др. Обеспечение устойчивости оползневого склона на участке перехода магистральных газопроводов через р. Кама // Известия ВНИИГ им.Б.Е. Веденеева. 2001. Т. 239 .С.195- 206.

2. Савельева Ю.Ю. Обоснование рациональных схем дренирования оснований сооружений с использованием численного моделирования пространственной фильтрации / Автореф.…. канд. техн. наук СПб: ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева. 2004.

3. Справочник проектировщика Гидротехнические сооружения М.: Стройиздат. 1983.

4. Можевитинов А.Л., Шинтемиров М. Общий метод расчета устойчивости откосов земляных сооружений// Известия ВНИИГ им.Б.Е.Веденеева. 1979. Т. 92. С. 11-22.

5. Гинзбург Л.К. Противооползневые удерживающие конструкции М.: Стройиздат. 1979.

УДК 621.311.25:621.039

ОЦЕНКА СОСТОЯНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ БИЛИБИНСКОЙ АЭС

Н.Ф.Кривоногова[1], И.Н.Белкова[2], Т.А.Созинова[3], Л.И.Свительская[4], Е.В.Вилькевич[5], Д.К.Федоров[6]

Гидроузел Билибинской АЭС был запроектирован и построен на ручье Большой Поннеурген в 1969 – 1983 гг. как сооружение III класса без учета сейсмичности района в соответствии с действующими в то время нормативными документами, по II принципу – с допущением оттаивания многолетнемерзлых грунтов основания в процессе эксплуатации [1]. После введения в действие СНиП 2.06.01-86 для гидротехнических сооружений АЭС установлен I класс капитальности [2].

Гидротехнические сооружения Билибинской АЭС эксплуатируются в суровых природно-климатических условиях, что связано с их расположением на северо-восточной окраине азиатского материка, омываемого водами морей Северного Ледовитого океана, и сложным рельефом территории. Типичной для климата является муссонность, то есть сезонная смена влияния океана (летом) и материка (зимой). Район характеризуется длительной суровой зимой (305 дней) и коротким прохладным летом (с июня по первую половину августа). Среднегодовая температура воздуха минус 10,6°С, в течение года положительные среднемесячные температуры только 2 – 3 месяца в году (июнь – август). Годовая амплитуда среднемесячных температур составляет более 40ºС.

Плотина, построенная для создания водохранилища хозяйственно-питьевого назначения, отсыпана из песчано-гравийно-галечниковых и щебенистых грунтов с супесчаным и суглинистым заполнителем (до 30%) с центральным ядром из суглинков, содержащих 20% гальки, гравия, дресвы и щебня. Ядро сопрягается со скальным основанием зубом. Верховой откос укреплен каменной наброской толщиной 0,9 м. В основании низового откоса в 1991 – 1993 гг. для повышения устойчивости плотины отсыпан банкет шириной 12 м, высотой 6–8 м из гравийно-галечникового грунта с песчаным и супесчаным заполнителем. Максимальная высота плотины в русловой части 18,0 м, длина по гребню 686,0 м. Максимальный напор на сооружение порядка 16,0 м. Проектные отметки: гребня плотины – 341,50 м, НПУ – 339,15 м, ФПУ – 340,05 м, гребня ядра – 339,45 м.

[1] Канд. геол.-мин. наук, зав. лаб.
Тел.: (812) 535-88-90. E-mail: knf@ground.vniig.ru
[2] Старший научн. сотр.
Тел.: (812) 535-21-46. E-mail: bel@ground.vniig.ru
[3] Научн. сотр.
Тел.: (812) 535-21-46. E-mail: cta@ground.vniig.ru
[4] Научн. сотр.
Тел.: (812) 535-88-90. E-mail: svit@ground.vniig.ru
[5] Вед. инженер
Тел.: (812) 535-60-33. E-mail: vilkevich@ground.vniig.ru
[6] Мл. научн.сотр.
Тел.: (812) 535-88-90. E-mail: fedako@mail.ru
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21

На участке размещения гидротехнических сооружений в основании залегают осадочные породы верхнетриасового возраста, представленные толщей флишоидных переслаивающихся песчаников, глинистых сланцев, алевролитов и аргиллитов. Осадочные породы повсеместно перекрыты четвертичными отложениями: верхнечетвертичными доледниковыми аллювиальными отложениями III оледенения и современными. В долине ручья развиты элювиальные (eQ), склоновые делювиально–солифлюкционные отложения (dsQ_{IV}), аллювиальные современного руслового вреза ($aptQ_{IV}^{3}$) и аллювиально–флювиогляциональные ($aptQ_{IV}^{2}$ и $aprQ_{IV}^{1}$) отложения, образующие комплекс разноуровенных террас.

Непосредственно в основании плотины в русловой части флишоидная толща коренных пород перекрыта гравийно-галечниковыми аллювиальными отложениями с супесчаным и песчаным заполнителем (до 30%), в береговых примыканиях оставлены склоновые делювиально–солифлюкционные отложения, преимущественно суглинистого состава, которые подстилаются крупнообломочными элювиальными грунтами, залегающими на коренных отложениях (рис. 1).

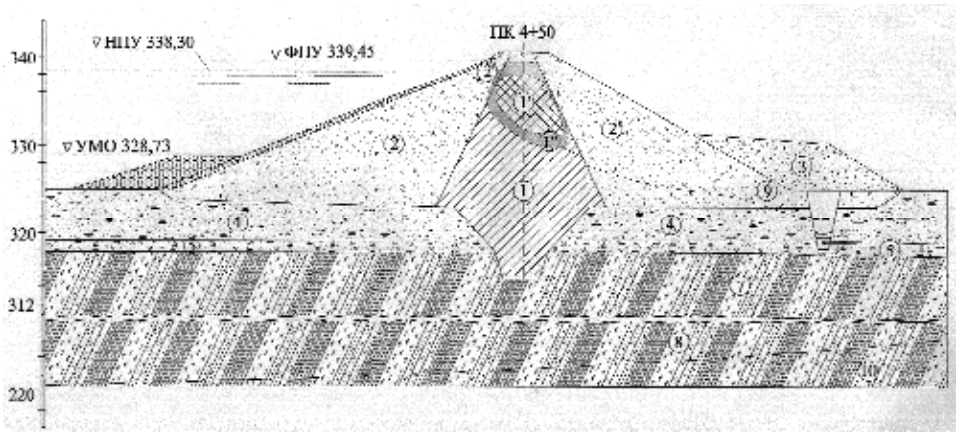


Рис. 1. Инженерно-геологический разрез плотины Билибинской АЭС:
1 – суглинки, содержащие до 20% гальки, гравия, дресвы и щебня; *1′* – зона мерзлых грунтов в пределах ядра плотины; *1″*– зона контакта мерзлых и талых грунтов ядра; *2* –гравийные и дресвяные грунты с супесчаным и суглинистым заполнителем; *2′* – грунт сыпучемерзлый, реже аэрированный; *3* –слабольдистые гравийно-галечниковые грунты с супесчаным заполнителем; 4 – аллювиальные отложения; *5* – элювиальные отложения; *7* – коренные породы зоны интенсивной трещиноватости; *8* – коренные породы зоны повышенной трещиноватости; *9* – поверхность депрессии; *10* – граница распространения многолетнемерзлых пород

Инженерно-геологические условия участка размещения гидротехнических сооружений Билибинской АЭС во многом определяются геокриологическими условиями. Район расположен в пределах зоны сплошного распространения многолетнемерзлых пород (ММП).

До возведения ГТС многолетнемерзлые породы со среднегодовыми температурами от минус 3,5 до минус 5,0°С имели сплошное распространение, существовали только несквозные таликовые зоны, приуроченные к руслу и пойме руч. Большой Поннеурген. Подрусловой талик в створе плотины имел ширину 100 м и глубину не более 7–10 м. Среднегодовая температура пород в пределах таликов изменялась от плюс 2,0°С до минус 6,0–8,0°С.

Создание водохранилища привело к резкому изменению геокриологических условий участка размещения гидроузла.

После заполнения водохранилища в 1974 г. из-за отепляющего воздействия воды началось оттаивание трещиноватых коренных пород основания и в период 1977–1984 гг. отмечалось быстрое развитие талого ореола по ширине и глубине.

В настоящее время размеры таликовой зоны в основании достигают глубины более 120 м и ширины порядка 700 м. Боковые границы талика в створе плотины расположены почти вертикально (рис.2).

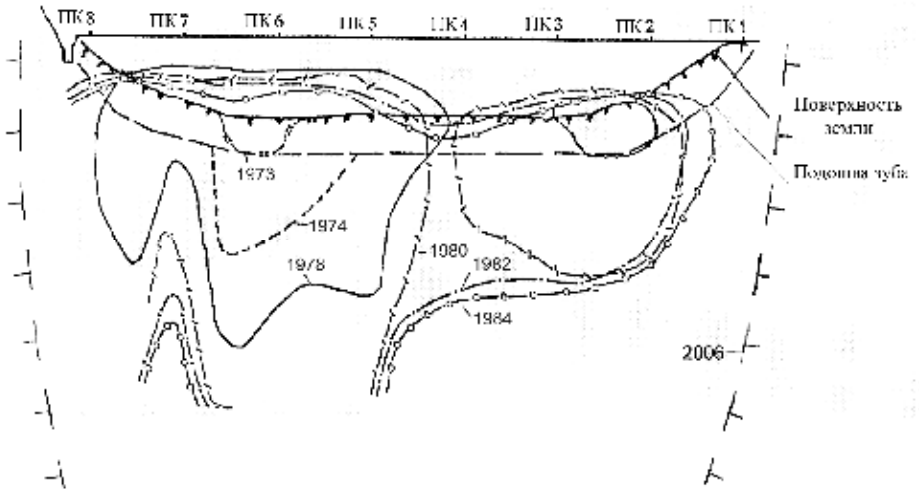


Рис. 2. Изменение положения нулевой изотермы в створе плотины в период 1973 – 2006 гг.

Интенсивное оттаивание мерзлых грунтов тела и основания плотины привело к существенному изменению фильтрационного режима. Фактический фильтрационный расход превысил прогнозируемые (проектные) значения почти в 30 раз и составил 300 л/с.

Для уменьшения водопроницаемости основания в 1984 г. были начаты технологически сложные работы по созданию цементационной завесы. Однако сложившиеся на тот период экономические условия не позволили выполнить работы в полном объеме. В настоящее время в основании плотины существует три участка цемзавесы: трехрядная (ПК4+60–ПК7+90) на глубину до 30,0 м и две однорядные (ПК2+50–ПК2+80, ПК3+00–ПК3+60) на глубину 15,0 и 25,0 м. Частичное перекрытие активной зоны фильтрации в основании плотины не привело к улучшению фильтрационного режима и уменьшению фильтрационных расходов.

Для сохранения зарегулированного объема воды в водохранилище осуществляется перехват профильтровавшей воды дренажной системой и перекачка ее двумя насосными станциями обратно в водохранилище. Ежегодная перекачка воды из дренажной системы превышает объем водохранилища (5,2 млн.м^3). Так, в 1986 г. было возвращено 8,7 млн.м^3, в 1987 г. – 5,87 млн.м^3, в 1988 г. – 7,1 млн.м^3, в последние годы эти значения стабилизировались и составляют около 6,0 млн.м^3, безвозвратные потери в нижнем бьефе оценены ориентировочно в 1,0 млн.м^3/год.

В связи с изменением требований безопасной эксплуатации ГТС атомных электростанций [2] для оценки их современного состояния в 2003 г. были выполнены комплексные геофизические и гидравлические исследования.

В результате проведения геофизических исследований были определены: положение гребня ядра плотины по всей длине, положение и размеры мерзлых тел в ядре и низовой призме плотины, положение кривой депрессии в теле плотины и участков повышенной фильтрации, характеристики строения и состояния основания, динамические характеристики деформируемости грунтов тела плотины и основания [3].

Было установлено, что отметка гребня противофильтрационного суглинистого ядра плотины на отдельных участках ниже отметки ФПУ в среднем на 1,0–1,1 м, что не соответствует нормативным требованиям [4] и недопустимо для сооружений I класса.

Гидравлические исследования были выполнены с целью обоснования возможности изменения (понижения) положения нормального и форсированного подпорных уровней водохранилища. Уточненные при гидрологических изысканиях основные характеристики водотока, а также выполненные гидравлические расчеты с учетом современного водопотребления и возможности пропуска расчетного паводка обеспеченностью 0,01% позволили понизить отметки НПУ и ФПУ и принять их равными 338,30 и 339,45 м соответственно.

Оценка состояния ГТС проводится также по результатам регулярных визуальных и инструментальных наблюдений за состоянием сооружений и береговых массивов, на основе расчетных исследований и анализа негативного воздействия на ГТС, обусловленного климатическими, инженерно-геокриологическими, гидрологическими факторами и изменением условий эксплуатации.

На ГТС Билибинской АЭС проводятся обязательные инструментальные наблюдения: геодезические, фильтрационные и геотермические.

Измерения осадок осуществляются геодезическими методами по 14-ти маркам, установленным на гребне плотины. Выполняемые измерения дают возможность установить общий характер изменения во времени деформаций сооружения, а также отдельных его элементов. Так, по результатам геодезической съемки 2003 г. фактическая отметка гребня плотины, переменная по длине, колеблется от 340,10 до 341,20 м, а низовой откос на отдельных участках более крутой, чем предусмотрено проектом. Характер осадки марок за весь период наблюдений в основном равномерный, на отдельных участках осадки носят затухающий характер. Наибольшие осадки произошли на гребне правобережной части плотины (до 248 мм), что видимо является результатом происходящих процессов оттаивания многолетнемерзлой толщи основания. В левобережном примыкании величина осадки несколько ниже (до 90 мм) и имеет более равномерный характер, в центральной части плотины осадки достигают 160 мм. В целом величина послестроительной осадки не превышает 1,5–2 % от высоты плотины, то есть находится в допустимых пределах для насыпных плотин.

Для обеспечения безопасной эксплуатации ГТС Билибинской АЭС в соответствии с Федеральным законом «О безопасности гидротехнических сооружений» разработаны *критерии безопасности*, в которых определены

предельно допустимые значения всех контролируемых показателей состояния напорных сооружений. Показатели состояния ГТС сравниваются с критериальными значениями, и устанавливается степень их соответствия проектным и нормативным требованиям [5].

Одним из основных критериев безопасной эксплуатации ГТС является оценка фильтрационного режима и фильтрационной прочности грунтов тела и основания плотины при действующих градиентах напора, которая выполняется по результатам регулярных замеров уровня воды в водохранилище, в пьезометрических скважинах и дренажных колодцах. Однако эти наблюдения являются недостаточными, так как предусмотренные проектом пьезометрические скважины в период строительства перемерзли и восстановлены в 2007 г. только частично, положение поверхности депрессии контролируется всего по двум створам. Учет объемов воды, поступающей в дренажную систему, выполняется ежедневно и определяется по производительности дренажных насосов станций перекачки.

Термометрические наблюдения на плотине в настоящее время выполняются по 11 скважинам. В процессе эксплуатации по данным наблюдений службы эксплуатации Билибинской АЭС, подтвержденных инженерно-геокриологическими изысканиями МО АЭП 1992–1993 гг., а также геофизическими работами, проведенными в 2003 г., в теле плотины образовался многолетнемерзлый массив грунта. Пространственная конфигурация мерзлого массива в теле плотины зависит от уровня воды в водохранилище и температуры окружающего воздуха. При минимальном уровне воды в период отрицательных температур воздуха верховой откос промерзает на глубину до 6 м. При подъеме уровня воды в водохранилище до максимальных отметок в течение мая–июня промерзшая часть верхового откоса оттаивает. Положение нижней границы мерзлого массива зависит от интенсивности фильтрации и формируется в результате теплообмена с фильтрующей водой. Максимальная мощность мерзлого массива, которая зафиксирована на участке расположения площадки для маневрирования транспорта при движении по гребню плотины (ПК4+16), в течение года изменяется в пределах от 14 м до 22 м.

Для оценки современного состояния грунтовой плотины с учетом тех изменений, которые произошли в период эксплуатации и выявлены в ходе различных обследований, были проведены расчетные исследования на численной модели сооружения. С этой целью использовался пакет прикладных программ, разработанный в ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева»: программные комплексы «Диск–Геомеханика» и «Устойчивость».

Оценка устойчивости откосов грунтовой плотины выполнялась с учетом упруго-пластических свойств грунтов при различных сочетаниях статических нагрузок, а также при воздействии нагрузок от землетрясения расчетной интенсивности. Интенсивность сейсмического воздействия принималась равной семи баллам в соответствии с данными сейсмического районирования ОИФЗ РАН для территории Билибинской АЭС. Задача оценки сейсмостойкости плотины решалась с использованием линейно-спектральной теории (ЛСТ), широко применяемой при расчете сейсмостойкости сооружений и оснований [6].

Для определения напряженно-деформированного состояния системы при действии статических и сейсмических сил был использован метод конечных элементов (МКЭ).

Для анализа состояния грунтовой плотины было выбрано поперечное сечение в створе пикета ПК4+50, характеризующееся значительной мощностью аллювиальных и элювиальных отложений в основании сооружения, наибольшими деформациями и крутизной откоса низовой упорной призмы.

Расчетные значения физико-механических свойств грунтов тела и основания плотины принимались на основании данных, полученных в ходе изысканий 1989–1992 гг. и исследований НПП «ГЕОС» в 1993 г.

Динамические деформационные свойства коренных пород основания (песчаников, алевролитов и аргиллитов трещиноватых), скорости распространения в них поперечных волн при сейсмическом воздействии, положение поверхности депрессии, а также конфигурация и положение мерзлых и талых зон в ядре и низовой призме плотины были назначены по результатам геофизических исследований 2003 г. [3].

В пределах расчетной области, составляющей около 30 м в вертикальном направлении и 150 м в длину, было выделено восемь инженерно-геологических элементов (ИГЭ):

три в теле плотины (ИГЭ 1 – ИГЭ 3);

пять в основании в зависимости от генезиса, определяющего особенности состава, состояния и свойств (ИГЭ 4 – ИГЭ 8) [7].

Каждый из основных инженерно-геологических элементов разбивался на зоны в зависимости от криогенного состояния (талое, мерзлое, переходное).

Таким образом, грунты, входящие в состав расчетной области, были разделены на 38 типов расчетных грунтовых элементов (РГЭ), представляющих сооружение и податливые слои основания, базирующиеся на недеформируемой скале, по сейсмическим свойствам отнесенной ко II категории.

Расчетная область была разбита сеткой МКЭ на 17118 треугольных элементов, зонированных по прочностным, деформационным и фильтрационным параметрам.

Состояние системы *сооружение – основание* рассматривалось при четырех различных сочетаниях нагрузок [8]:

1 – основное: статический расчет при нормальном подпорном уровне (НПУ) воды в верхнем бьефе, в нижнем бьефе – уровень грунтовых вод в дренажном колодце на отметке 321,0 м, в теле плотины – установившаяся фильтрация;

2 – особое: статический расчет при ФПУ в верхнем бьефе, в нижнем бьефе – уровень грунтовых вод в дренажном колодце на отметке 321,0 м;

3 – особое: учет семибалльного сейсмического воздействия при НПУ в верхнем бьефе, в нижнем бьефе – уровень грунтовых вод в дренажном колодце на отметке 321,0 м;

4 – особое: максимально возможное снижение уровня воды в водохранилище от НПУ до УМО с наибольшей возможной скоростью, при этом учитываются фильтрационные силы неустановившейся фильтрации.

При статическом загружении оценка несущей способности системы проводилась двумя способами: с использованием поля НДС, полученного при учете статических и фильтрационных нагрузок, и инженерным методом, рекомендованным СНиП 2.06.05-84*, по соотношению моментов сил взаимодействия.

Оценка устойчивости при сейсмическом воздействии выполнялась как по одномерной схеме методом сдвигового клина, так и в плоской (двумерной) постановке. В последнем случае результирующие значения компонент величин смещений, ускорений и деформаций определялись с учетом тридцати форм сотвенных колебаний по суммарному полю НДС в системе.

Для всех рассмотренных сочетаний нагрузок проверка устойчивости проводилась в предположении круглоцилиндрической поверхности сдвига. Проверялись как поверхностный тип сдвига вдоль откоса, так и глубинная форма сдвига с захватом грунтов основания.

Решение задачи для сценария при аварийной сработке водохранилища до отметки УМО показало, что резкое изменение направления фильтрационного потока и, соответственно, фильтрационных сил в системе *плотина–основание* (рис. 3) наиболее существенно сказывается на устойчивости верхового откоса плотины. В этом случае минимальный коэффициент устойчивости k_s равный 1,198 был получен для поверхности скольжения, проходящей через зону контакта водонасыщенных грунтов верховой призмы с мерзлым суглинистым ядром и заглубляющейся в основание с захватом аллювиальных и элювиальных отложений.

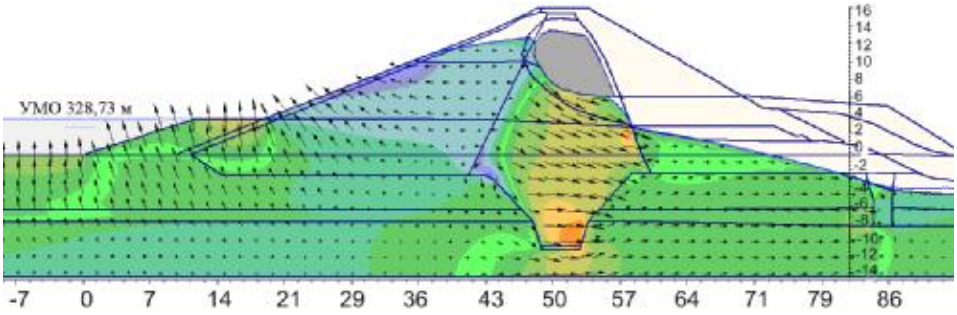


Рис. 3. Векторное поле распределения фильтрационных сил при аварийной сработке водохранилища до отметки УМО

Расчетными исследованиями установлено, что статическая устойчивость откосов плотины обеспечивается в соответствии с требованиями СНиП 2.06.05-84*. Величины минимальных коэффициентов устойчивости больше нормативного значения, k_s >1,25, требуемого СНиП для основного сочетания нагрузок, и k_s > 1,125 – для особого сочетания нагрузок без учета сейсмичности.

Результаты оценки сейсмостойкости откосов плотины, полученные с использованием принятых на настоящий момент характеристик материалов, как при решении плоской задачи МКЭ, так и по одномерной схеме МСК позволяют заключить, что устойчивость сооружения обеспечена в соответствии с требованиями норм. Для низового откоса при сейсмической нагрузке в семь баллов минимальный коэффициент устойчивости k_s=1,063, что удовлетворяет нормативному требованию $k_s > k_{s,норм}$=1,0625. Для верхового откоса k_s = 1,067, то есть его также можно считать устойчивым к сейсмическому воздействию.

Расчетная оценка устойчивости сооружения показала, что минимальным запасом характеризуются поверхности потенциального сдвига, охватывающие значительную часть грунтов водонасыщенной призмы и заглубляющиеся в основание вплоть до элювиальных отложений (ИГЭ 5).

Выводы

Выбор принципа строительства и допущенные при проектировании ошибки стали причиной резкого изменения геокриологических условий площадки размещения гидроузла (образование талой зоны в основании плотины). Вследствие оттаивания многолетнемерзлых пород, характеризующихся высокой трещиноватостью, мночисленными тектоническими разломами и высокой льдистостью, в основании сформировался мощный фильтрационный поток, объем которого значительно превышает прогнозируемые значения. В периоды весеннего и осеннего паводков на отдельных участках низового откоса наблюдаются выходы фильтрационных вод в виде грифонов, что свидетельствует о подтоплении низового откоса и недостаточной перехватывающей способности дренажной системы.

Регулярный контроль фильтрационного режима в теле и основании плотины отсутствует, так как пьезометрические скважины в период строительства и ввода гидроузла во временную эксплуатацию перемерзли и не восстановлены. Система КИА, обоснованная в проекте, за период эксплуатации не создана.

Несмотря на то, что отметки НПУ и ФПУ были понижены, положение гребня ядра плотины не соответствует требованиям СНиП [4], предъявляемым к сооружениям первого класса.

Анализ имеющихся материалов изысканий и исследований, данных многолетних натурных наблюдений и результатов расчетных исследований свидетельствует о том, что в настоящее время состояние ГТС является *ограниченно работоспособным*, а условия эксплуатации по некоторым показателям не соответствуют требованиям действующих нормативных документов

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП 2.02.04-88. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах.

2. СНиП 2.06.01-86. Гидротехнические сооружения Основные положения проектирвания.

3. Воронков О.К., Сигачева Н.Н., Моторин Г.А., Ушакова Л.Ф. Оценка состояния плотин в криолитозоне по данным комплексных геофизических исследований (на примере плотины Билибинской АЭС) // Криосфера Земли. 2004. Т.VIII. № 3. С.74-84.

4. СНиП 2.06.05-84*. Плотины из гунтовых материалов.

5. СТО 17330282.27.140.003-2008. Гидротехничесие сооружения ГЭС и ГАЭС Организация эксплуатации и технического олуживания Нормы и требования.

6. СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах.

7. Кривоногова Н.Ф. Инженерно-геологическое обоснование декларации безопасности гидротехничкских сооружений в криолитозоне / Материалы Второй конференции геокриологов России. Инженерная геокриология. М: Изд-во МГУ. 2001. Т. IV . С.131-138.

8. СНиП 33-01-2003. Гидротехнические сооружения Основные положения. М.: Госстрой России. 2004.

УДК 627.82:550.34

ИССЛЕДОВАНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ПЛОТИНЫ САЯНО-ШУШЕНСКОЙ ГЭС

А.П. Кузьменко[1], В.С. Сабуров[2]

В 1997 – 1998 гг. были проведены инженерно-сейсмометрические обследования плотины Саяно-Шушенской ГЭС при УВБ 539 м и 500 м под воздействием эксплуатационных динамических нагрузок и внешних микросейсмических шумов.

Обследование проведено неразрушающим сейсмометрическим методом, который заключается в определении динамических характеристик пространственных колебаний сооружения под воздействием указанных нагрузок. При этом за счет плотной сети наблюдений, специальных методик регистрации и обработки данных с высокой точностью определялись динамические характеристики плотины, отображающие ее техническое состояние на момент обследования. Метод обследования апробирован и запатентован [1,2].

Измерения пространственных колебаний плотины были проведены по детальной сетке наблюдений в девяти продольных галереях с шагом 7,5 м (по две точки наблюдения на секцию, шаг наблюдений 8 м, ширина секции 16 м). Схема наблюдений представлена на рис.1.

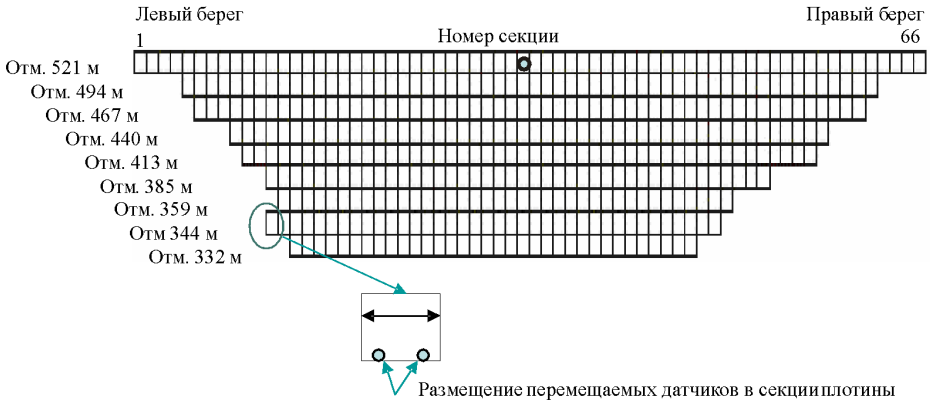


Рис. 1. Схема детальных наблюдений на плотине СШ ГЭС:
○ – опорный датчик (33 секция, отм. 521 м)

[1] Канд.техн.наук, ведущий научн. сотр.
Тел.: (34673) 59-075, E-mail: kap@uriit.ru
Югорский НИИ информационных технологий, 628011, г. Ханты-Мансийск, ул. Мира, 151
[2] Ведущий физик
Тел.: (дом.) (383) 348-62-29
ЗАО «Сибирские строительные системы», 630009, г. Новосибирск, ул. Никитина, 20

В результате обработки сейсмометрических данных были определены значимые частоты собственных радиальных, тангенциальных и вертикальных колебаний плотины и логарифмические декременты затухания колебаний на частотах форм. (Данные в виде таблиц приведены в [3]).

В реальных условиях эксплуатации ГЭС наблюдаются не только колебания плотины на частотах собственных форм, но и колебания, вызванные динамическими нагрузками от функционирующего оборудования. Для выделения частот собственных колебаний использованы специальные методы идентификации. При этом вычислялись следующие характеристики колебаний: спектр когерентности (спектр функции корреляции между колебаниями в точках наблюдения и в опорной точке); обобщенный амплитудный спектр; спектр коэффициента (параметра) бегучести волны (КБВ).

На спектре когерентности обычно выделяются все частоты доминирующих по амплитуде колебаний плотины. Кроме частот собственных колебаний, это могут быть колебания от функционирующего на объекте оборудования (ряды частот от работающих гидроагрегатов, водоводов и т.п.).

Обобщенный амплитудный спектр наряду с фазовым спектром позволяет отделять собственные колебания плотины от вынужденных колебаний различного происхождения. На выделенных по амплитудным спектрам частотах, которые могут соответствовать частотам форм собственных колебаний плотины, строятся эпюры синфазных и квадратурных форм и диаграммы начальных фаз колебаний в точках наблюдения. При этом используется существенное отличие фазовых характеристик стоячих и бегущих волн. Диаграмма фаз для бегущей волны представляет собой монотонно возрастающую или убывающую функцию, что свидетельствует о распространении волны с определенной скоростью вдоль плотины. Для стоячей волны будет наблюдаться дискретное увеличение или уменьшение фазы на 180 градусов при переходе через узел формы собственных колебаний.

Кроме того, для идентификации используется спектр коэффициента (параметра) бегучести волны. В технической литературе квадрат отношения амплитуды прошедшей (бегущей) волны к амплитуде отраженной волны $\left(\frac{A_R}{C}\right)^2$ называется коэффициентом бегучести волны (КБВ). В связи с тем, что КБВ изменяется от нуля до бесконечности (когда амплитуда отраженной волны равна нулю) вычисляется не коэффициент, а параметр бегучести волны, определяемый в следующем виде

$$K_{\text{КБВ}}(\omega) = \frac{A_{\text{мин}}}{A_{\text{макс}}} = \frac{A_R(\omega)}{A_R(\omega) + A_S(\omega)} = \frac{\text{КБВ}(\omega)}{\text{КБВ}(\omega) + 2},$$

где $A_S = 2C$ – амплитуда стоячей волны с удвоенной амплитудой отраженной волны; $A_{\text{мин}}$, $A_{\text{макс}}$ – минимальное и максимальное значение амплитуды колебаний на частоте ω на интервале времени $0 \le t \le T$, где $T = \frac{\pi}{\omega}$.

Параметр бегучести волны характеризует соотношение амплитуд стоячих и бегущих волн и изменяется в пределах $0 \le K_{\text{КБВ}}(\omega) \le 1$, то есть получается нормированный коэффициент бегучести. Если параметр бегучести равен нулю, наблюдаются только чисто стоячие волны, если равен единице – только бегущие. Минимумы спектра параметра бегучести опре-

деляют значения частот собственных колебаний объекта, обладающих максимальным пространственным резонансом. Максимальные значения спектра отмечаются на частотах антирезонанса, на которых существуют, в основном, только бегущие волны. Минимальное значение $K_{КБВ}$ обычно наблюдается на частоте первой формы колебаний объекта. С увеличением номера форм обычно $K_{КБВ}$ возрастает. Параметр бегучести определяется коэффициентами отражения и преломления волн от границ раздела сооружения и пород основания, а также состоянием контакта строительной конструкции с основанием и береговым примыканием. Следовательно, его величина характеризует интегрально состояние сооружения.

На рис. 2 в качестве примера представлены амплитудный спектр и спектр параметра бегучести волны радиальных изгибных колебаний тела плотины СШГЭС, где выделяются пятнадцать частот форм собственных радиальных колебаний плотины. Как видно, спектр бегучести волны имеет ярко выраженные спектральные провалы на частотах собственных форм. Поскольку оборотная частота гидроагрегатов равна 2,382 Гц, все колебания с кратными частотами, которые выделяются на спектрах, являются вынужденными и исключены из ряда собственных частот.

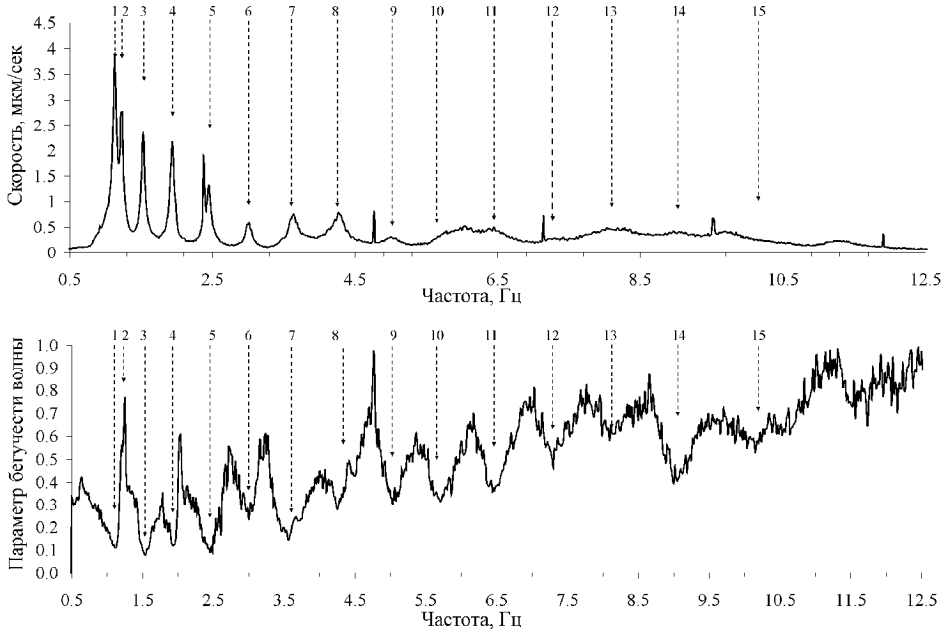


Рис. 2. Нормированные обобщенные амплитудные спектры и спектр параметра бегучести волны для радиальных колебаний плотины (при УВБ 539 м)

Характер деформаций плотины

Спектральное и временное представление пространственных колебаний плотины на частотах собственных форм в каждом пункте наблюдения позволяет оценить характер возникающих динамических деформаций при движении плотины и их изменение в зависимости от величины напора на плотину. Вид деформаций плотины (сдвиговые, изгибные или изгибно-сдвиговые) является важным параметром для выбора модели сооружения при проведении поверочных расчетов.

Для определения характера деформаций при движении плотины в радиальном направлении на частотах собственных форм преимущественно радиальных колебаний можно воспользоваться эпюрами смещений в основных осях тела плотины на частотах собственных форм. На рис. 3 показаны синфазные эпюры радиальных, тангенциальных и вертикальных смещений плотины на частоте первой формы собственных радиальных колебаний 1,234 Гц, для отм. 332 – 521 м при УВБ 500 м.

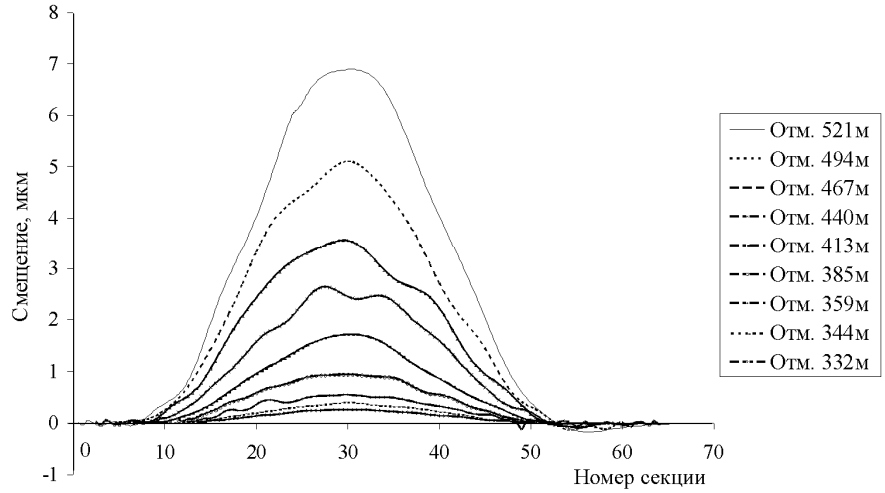
Как известно, при деформациях изгиба плотины (в модели упругой пластины) в радиальном направлении тангенциальные смещения будут пропорциональны производной по тангенциальному направлению от радиального смещения $\partial U_R/\partial\theta$. Это видно по форме движения плотины в тангенциальном направлении, представленной на рис.3,*б*. Синфазная форма тангенциальных колебаний подобна производной от первой формы радиальных колебаний плотины. При этом она выглядит как вторая форма.

Таким образом, на первой форме колебаний плотины смещения в радиальном направлении, независимо от отметки измерения, вызваны деформациями изгиба плотины в двух взаимно перпендикулярных направлениях по высоте и длине плотины. Следует отметить, что такое поведение для радиальных и тангенциальных смещений характерно только для первых пяти собственных форм радиальных колебаний плотины. Для остальных десяти форм (с 6-ой по 15-ую) радиальные смещения обусловлены в основном сдвиговыми деформациями. Действительно, как показано в [4] (см. дисперсионные кривые и график изменения скорости изгибных колебаний от частоты), скорость распространения изгибных колебаний по мере возрастания частоты колебаний стремится к скорости поперечных волн в бетоне плотины, то есть изгибные колебаний плотины при возрастании частоты переходят в поперечные сдвиговые колебания.

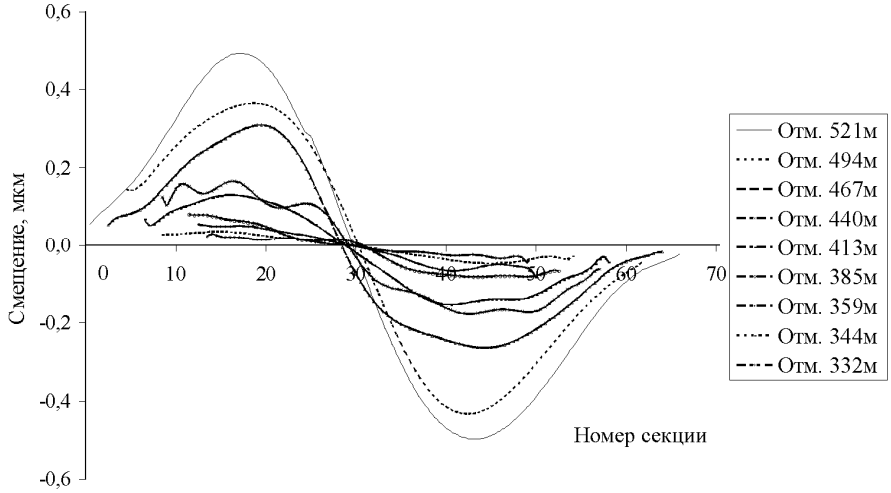
Эпюры отклонения плотины по высоте от равновесного положения для первых пяти форм радиальных колебаний также имеют форму деформирования, в которой преобладают изгибные деформации, свойственные гибким сооружениям. Это выражается в форме эпюры по высоте плотины. При изгибе ось деформированной плотины обращена выпуклостью в сторону первоначального положения оси до ее деформирования, а при сдвиге, наоборот, выпуклость обращена в противоположную сторону от оси. Вертикальные эпюры радиальных колебаний плотины (максимальные отклонения плотины от положения равновесия) на частотах первой собственной формы радиальных колебаний при УВБ 539 м и 500 м приведены на рис.4. Эпюры, в первом случае (рис. 4,*а*) нормированы каждая на максимальные амплитуды на отм. 521 м, во втором (рис. 4, *б*) эпюры нормированы на максимальную амплитуду отклонения при УВБ 539 м.

Динамические эпюры радиальных колебаний плотины можно сравнить с эпюрами статического перемещения 33-ей секции плотины по высоте при изменении УВБ с 500 м до 538,67 м в 2006 году. Статические эпюры в виде перемещений относительно начального положения при минимальном УВБ, для 4-х уровней ВБ в процессе наполнения водохранилища представлены в работе [5, рис. 3,*б*]. Как видно, статическое перемещение плотины при увеличении напора отличается от эпюр первой формы радиальных колебаний плотины, оно имеет вид изгибно-сдвиговых перемещений. На нижних отметках плотины преобладают изгибные, а на верхних сдвиговые деформации.

а)



б)



в)

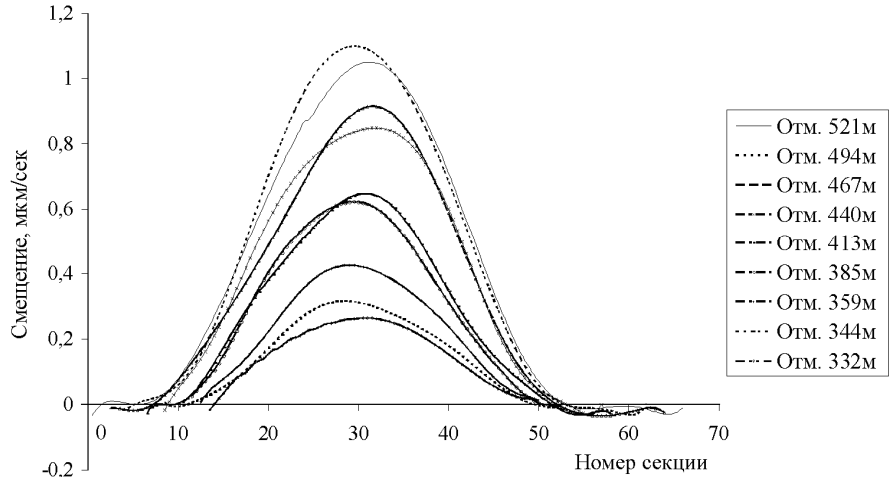


Рис. 3. Эпюры синфазных форм колебаний (смещений) тела плотины:
а – радиальных; *б* – тангенциальных; *в* – вертикальных на частоте первой формы собственных радиальных колебаний 1,234 Гц при УВБ 500 м

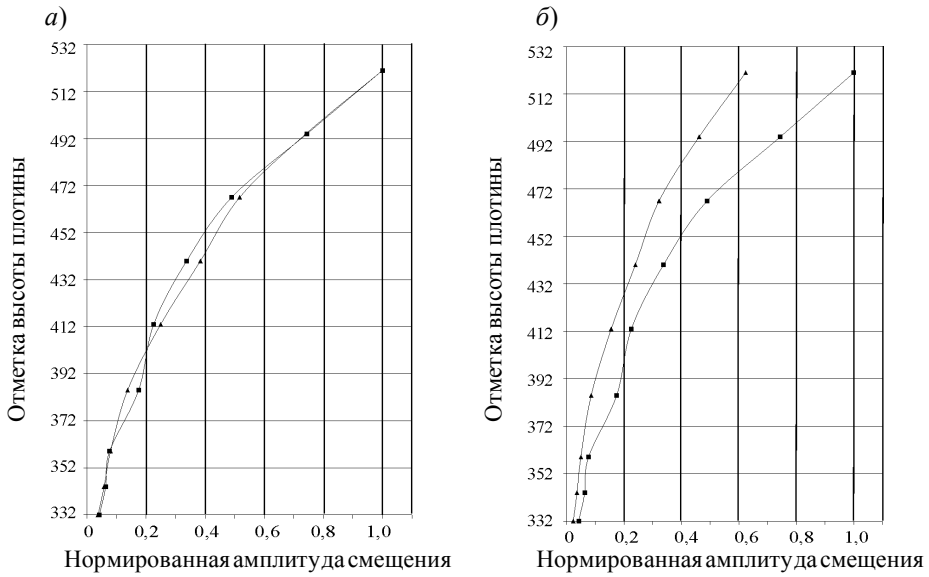


Рис. 4. Эпюры (нормированные) максимальных отклонений по высоте плотины на частоте первой формы радиальных колебаний для УВБ 539 м, 500 м:
а – амплитуды нормированы на максимальные значения при каждом УВБ;
б – амплитуды нормированы на максимальное значение при УВБ 539 м
–△– – УВБ 500 м; –□– – УВБ 539 м

Различие в эпюрах статических и динамических перемещений обусловлено тем, что статические перемещения определяются при изменении величины напора на плотину, а динамические перемещения, возникающие под воздействием динамических нагрузок от функционирующего на ГЭС оборудования, – относительно статического положения равновесия.

Особенности движения плотины в зависимости от напора

Использование комплексной передаточной функции при построении собственных форм колебаний позволяет изучить интегральные особенности движения тела плотины в зависимости от величины напора. На рис.5 представлен упругий прогиб плотины на уровне отметки 521 м на частотах первой формы собственных радиальных колебаний для двух УВБ во времени, за четверть периода колебаний с шагом 18°. Частота первой формы при УВБ 539 м равна 1,13 Гц, а при УВБ 500 м – 1,234 Гц.

Анализ отклонения плотины от положения равновесия на разных отметках показывает, что направление движения плотины при УВБ 539 м в сторону левого берега сохраняется до отметки 385 м. В интервале отметок 385м – 344 м вектор направлен по радиусу, а на отметке 332 м направление меняется в сторону правого берега. Такое движение плотины на частоте первой формы свидетельствует о возникновении тангенциальной силы действующей в сторону левого берега при увеличении напора на плотину. При УВБ 500 м направление радиального движения плотины более симметрично относительно секции 33. Изменение вектора движения плотины на частоте первой формы радиальных колебаний при изменении напора на плотину связано, по-видимому, с неравномерным распределением упруго-массовых характеристик по длине плотины и различными условиями левобережного и правобережного примыкания плотины.

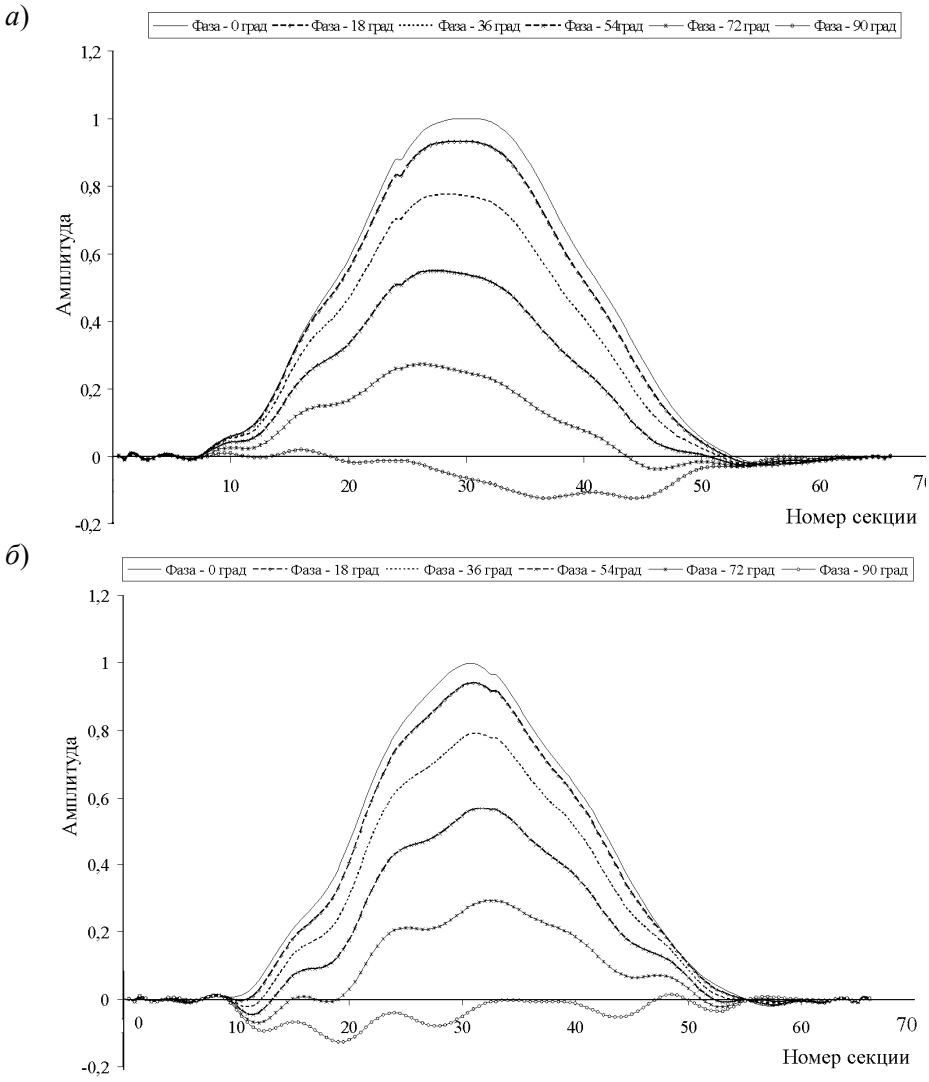


Рис. 5 Эпюры движения плотины на отм. 521 м в радиальном направлении во времени на частоте первой собственной формы радиальных колебаний: *а* – УВБ 500 м; *б* – 539 м

Следует отметить, что несимметричные радиальные перемещения наблюдаются и по натурным измерениям перемещения гребня плотины при наполнении водохранилища под действием возрастающей гидростатической нагрузки и изменения температуры. Графики радиального перемещения гребня плотины при изменении УВБ от минимального до 538,67 м приведены в работе [5, рис.3,*а*]. Здесь же представлены расчетные значения радиальных перемещений, вычисленные с помощью конечно-элементной модели плотины идентифицированной по данным натурных наблюдений, которые более симметричны относительно центральной секции.

С учетом плотной сети наблюдений по галереям плотины (130 трехкомпонентных регистрационных записей на отм. 521 м) можно оценить и величины производных от трех компонент смещения по тангенциальному направлению (по продольной осевой линии плотины) на частотах собст-

венных форм. В качестве примера вычислена производная $\partial U_R/\partial\theta$, которая характеризует изменение радиальной компоненты колебаний вдоль плотины по тангенциальному направлению и является слагаемым касательных деформаций плотины в плоскости $Z\theta$. Производная нормирована на максимальную величину деформаций плотины в указанной плоскости с учетом знака деформаций плотины. Таким образом, получены карты распределения нормированной величины компоненты касательных деформаций плотины в вертикальной плоскости, проходящей по галереям плотины для двух УВБ. Карты компоненты касательных деформаций плотины на частоте первой формы радиальных колебаний для двух УВБ приведены на рис.6.

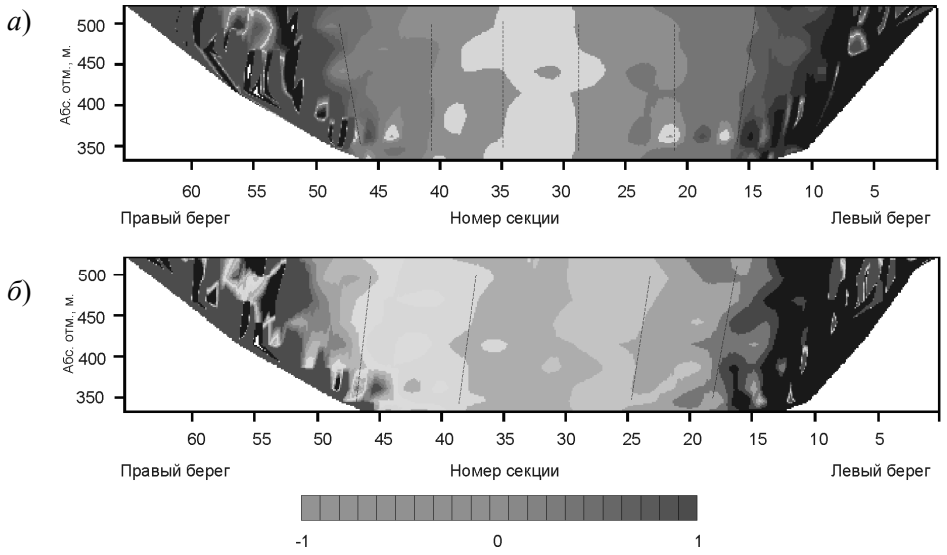


Рис. 6. Изменение нормированной величины компоненты касательных деформаций плотины на частоте первой формы радиальных колебаний:
а – УВБ 500 м; *б* – 539 м

Симметричное распределение относительно центральной секции плотины (33 секция) нормированной величины компоненты касательных деформаций при колебаниях плотины на частоте первой формы при УВБ 500 м, приобретает при УВБ 539 м явно выраженный наклон в сторону левого берега, что подтверждает возникновение при колебаниях плотины тангенциальной силы, направленной в сторону левого берега при максимальном напоре на плотину.

Выводы

1. Показано, что для первых пяти форм собственных радиальных колебаний плотины деформации плотины определяются в основном деформациями изгиба, а для остальных 10-ти форм (с 6-ой по 15-ую) радиальные смещения обусловлены сдвиговыми деформациями.

2. Анализ смещений плотины на частоте первой формы показывает, что при УВБ 539 м наблюдается поворот вектора движения плотины в сторону левого берега, что связано с появлением при колебаниях плотины тангенциальной силы направленной в сторону левобережного примыкания.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Кузьменко А.П., Барышев В.Г. и др.** Способ определения физического состояния зданий и сооружений Патент РФ № 2140625. БИ № 30. 1999.

2. **Кузьменко А.П., Сабуров В.С. и др.** Способ приведения к единому времени регистрации разновременных записей измерений. Патент РФ № 2150684. БИ № 16. 2000.

3. **Динамическое** тестовое обследование плотин под воздействием эксплуатационных динамических нагрузок / В.Г. Барышев, А.П. Кузьменко, В.С. Сабуров, В.И. Брызгалов, А.П. Епифанов, А.Г. Хамчук, Г.А. Чупин // Гидротехническое строительство. 2003. № 10.

4. **Кузьменко А.П., Сабуров В.С.** Определение упругих свойств бетона плотин по скоростям сейсмических волн // Известия ВНИИГ им Б.Е. Веденеева. 2006. Т. 245. С. 259-269.

5. **Александров Ю.Н.** Использование расчетной модели плотины Саяно-Шушенской ГЭС для оценки и прогнозирования ее состояния // Гидротехническое строительство. 2008. № 11. С. 64-69.

УДК 626/627.03:532

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ШАХТНОГО ВОДОСБРОСА ПОЛИГОНАЛЬНОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

А.П. Гурьев[1]

Статья посвящена расчетам пропускной способности шахтного водосброса полигонального поперечного сечения гидроузла Джедра (Алжирская Народная Демократическая Республика).

В январе 2004 г. ОАО «Зарубежводстрой» завершил проект сооружений гидроузла Джедра.

Створ гидроузла расположен в 50 м ниже слияния рек Акиба и Хаммам, которые и образуют р. Джедра. Бассейн р. Джедра расположен в восточной части Северного Алжира и по рельефу относится к горному типу. Средняя высота бассейна р. Джедра до створа проектируемой плотины 890 м.

Топографические характеристики створа позволили создать водохранилище емкостью 35,25 млн.м^3 при отметке НПУ 555,00 м и отметке гребня плотины 560,00 м. Главное назначение гидроузла – максимальное регулирование стока р. Джедра для надежного водоснабжения потребителей г. Сук-Ахрас, включая промышленное водоснабжение, водоснабжение сельских населенных пунктов и скотоводческих хозяйств. Максимальная гарантированная полезная водоотдача по гидроузлу Джедра составит 16,45 млн. м^3 в год.

По проработкам аванпроекта (который соответствует ТЭО) в состав гидроузла Джедра входят следующие сооружения (рис. 1).

1. Каменно-набросная плотина с железобетонным экраном, высотой 63 м и длиной по гребню 425 м;

2. Шахтный водосброс, совмещенный со стороны верхнего бьефа с цилиндрическим башенным 4-ярусным водозабором.

Шахта запроектирована кругло-цилиндрического поперечного сечения с диаметром гребня водоприемной воронки 22,50 м. Высота шахты 53 м от гребня водоприемной воронки до дна сопрягающего колена, имеющего радиус кривизны вогнутой стенки 13,0 м.

4-ярусный водозабор имеет отметки порогов водозаборных отверстий 552,00 м, 541,00 м, 530,00 м, 519,00 м с водопроводящими трубами диаметром 0,60 м, по которым вода подается в камеру переключения затворов. Башенный водозабор имеет внешний диаметр башни 8,6 м и отметку верха 560 м. Тыльная сторона башни водозабора выше гребня водоприемной воронки и имеет в плане форму клина, который внедрен внутрь ствола шахты на 7,25 м и исполняет роль противоводоворотной стенки.

[1] Канд. техн. наук, профессор
Тел. (495) 976-21-56
МГУП. 127550, Москва, ул. Прянишникова, 19

Башня водозабора уменьшает длину водосливного фронта по гребню водоприемной воронки на 6,03 м.

3. Туннель корытообразного сечения 6х7 м, длиной 173,40 м с уклоном дна 0,0225 для отвода воды от шахты. Свод туннеля имеет круглоцилиндрическое сечение радиусом 3,0 м.

4. Водобойный колодец расширяющийся в плане с 6 до 30 м, длиной 64 м присоединен к туннелю сопрягающим открытым железобетонным каналом длиной 27,50 м.

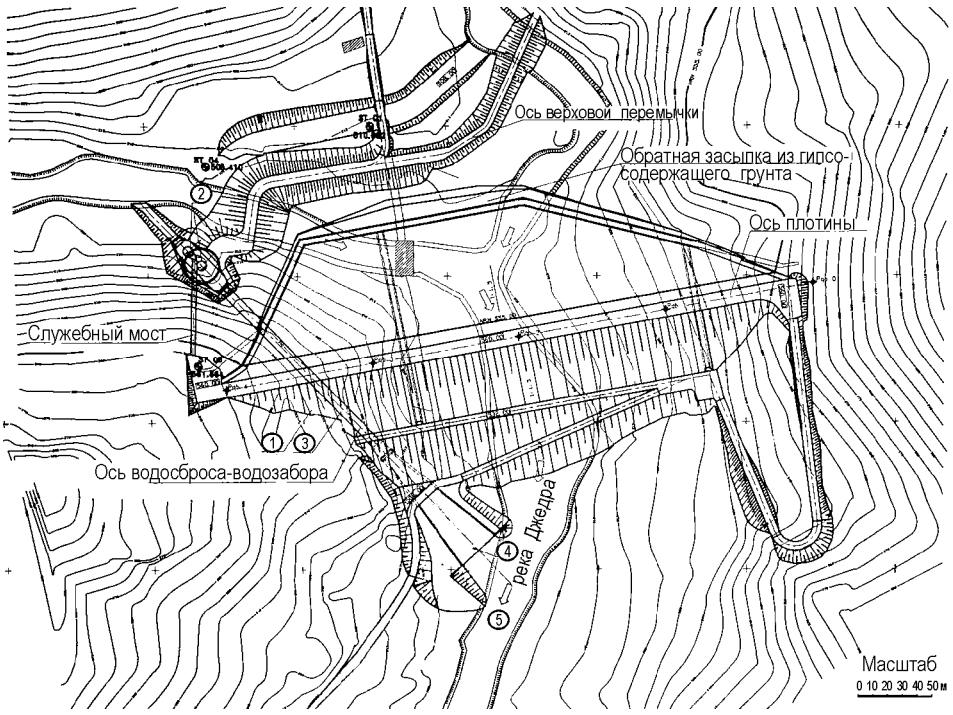


Рис. 1. Генплан гидроузла Джедра:
1 – плотина; *2* – шахтный водосброс с водозаборной башней;
3 – безнапорный туннель; *4* – водобойный колодец *5* – русло реки

Особенностью гидроузла Джедра является внезапность наступления паводков с большой скоростью нарастания расходов. Пик паводка, который может достигать расходов в сотни кубических метров в секунду, формируется в течение 5-и часов с момента выпадения первых капель дождя. Непредсказуемость наступления паводка предопределила выбор типа водосбросного сооружения, в качестве которого принят шахтный водосброс.

Альтернативой шахтному водосбросу мог быть береговой траншейный водосброс с быстротоком. Однако он имеет ряд существенных недостатков по сравнению с шахтным водосбросом, поскольку все равно требуется возведение туннеля или железобетонной трубы для пропуска строительных расходов, для забора воды из водохранилища необходимо устройство водозаборной башни, подрезка бортов чаши водохранилища для сооружения ковша и быстротока снижает устойчивость склонов, особенно в условиях достаточно быстрой сработки водохранилища.

В аванпроекте принят вариант шахтного водосброса с круглоцилиндрическим очертанием поперечного сечения проточного тракта ствола шахты и сопрягающего колена. Вход в водоприемную воронку принят с круглоцилиндрическим поперечным сечением радиусом r = 0,75 м и диаметром гребня $D_{гр}$ = 22,5 м. Размеры поперечного сечения ствола шахты определены по уравнению неразрывности свободнопадающей струи с учетом трения о поверхность бетона по методу С.В. Соколовского [1]. Если коэффициент трения n = 0,014, то зависимость для определения диаметра ствола шахты имеет вид

$$d = \frac{0{,}549\sqrt{Q}}{\sqrt[4]{z - \frac{0{,}024 z^{7/3}}{Q^{2/3}}}}, \qquad (1)$$

где d – диаметр поперечного сечения ствола шахты на расстоянии z от условной плоскости сравнения; Q – расчетный расход шахтного водосброса.

Значения расходов шахтного водосброса, принятые в расчетах аванпректа, приведены в табл. 1.

Таблица 1

Зависимость расходов шахтного водосброса от напора на гребне водоприемной воронки

Напор H, м	1,0	2,0	2,63	3,0	3,28
Расход Q, м^3/с	115	389	595	687	740

Традиционно проточный тракт шахтных водосбросов проектируется с круглоцилиндрическим поперечным сечением и криволинейным сечением в вертикальной плоскости. По условиям производства работ криволинейное очертание вертикального сечения ствола шахты заменяется на полигональное системой сопряженных усеченных конусов. Стыки сопрягаемых сечений конусов являются источниками отрывных течений и создают возможность возникновения кавитационных очагов. Продольный профиль сопрягающего колена вместо торовой поверхности заменяется системой цилиндрических клиньев. Для перевода потока с круглоцилиндрическим сечением в колене на прямоугольное сечение в отводящем туннеле за коленом выполняется соответствующий переходной участок.

При разработке проекта на стадии рабочих чертежей конструкция шахтного водосброса гидроузла Джедра была существенно изменена. Поперечное сечение внутренней сливной поверхности ствола шахты вместо круглоцилиндрического принято полигональной формы. Этим создаются условия формирования сливных граней с одномерной кривизной в направлении движения воды в соответствии с расчетными параметрами продольного сечения ствола шахты, которая принята с эллиптической направляющей сливных граней. Подробно формирование сливной поверхности шахты с полигональным поперечным сечением описано в [2].

В шахтном водосбросе гидроузла Джедра водоприемная воронка в плане принята в форме правильного 12-угольника по оси гребня с радиусом вписанной окружности $R_{ос}$= 11,25 м, при котором длина стороны двенадцатиугольника составила 6,029 м. Оголовок водоприемной воронки в

поперечном сечении принят кругового очертания с радиусом 0,75 м (по данным аванпроекта).

При таких условиях формирования сливной поверхности ствола шахты она будет иметь вид полигонального конуса, составленного из двенадцати цилиндрических граней. На входе поперечное сечение ствола шахты, как и оголовка водоприемной воронки, будет иметь вид правильного многоугольника. Выходное сечение ствола шахты сопрягается с входным сечением сопрягающего колена шахты с прямоугольным поперечным сечением, что и определяет его форму в виде прямоугольника, стороны которого попарно параллельны продольной и поперечной осям отводящего водовода. В результате четыре сливные грани ствола шахты будут выполнены в форме криволинейных трапеций, а восемь граней в виде криволинейных клиньев, вершины которых попарно сходятся в углах входного сечения ствола шахты. Поперечные сечения ствола шахты представляют в этом случае так же двенадцатиугольники с переменной длиной сторон.

Эллиптические направляющие криволинейных граней сливной поверхности шахты приняты с расположением центров эллипсов в плоскости выходного сечения ствола шахты на отметке 520 м. Принятие круглоцилиндрическим поперечного сечения водоприемной воронки превращает ее в оголовок вакуумного водослива, сливная грань которой, в соответствии с рекомендациями Н.П. Розанова [3, 4], должна составлять с вертикальной осью угол, тангенс которого равен 2/3. Исходя из этого условия, параметры направляющих эллипсов выбраны так, чтобы все грани сливной поверхности ствола шахты сопрягались с поверхностью оголовка водоприемной воронки по линии, в которой касательная плоскость составляет с вертикальной осью угол с tg = 2/3.

Выходное сечение ствола шахты гидроузла Джедра принято квадратным со сторонами 6х6 м, соответствующим ширине сечения отводящего туннеля. Этим условиям удовлетворяют следующие величины полуосей a и b направляющих эллипсов:

для трапецеидальных граней $a_{тр}$= 39,831 м, $b_{тр}$ = 15,026 м;

для клиновых граней $a_{кл}$ =37,710 м, $b_{кл}$ = 10,766 м.

Пропускная способность шахтного водосброса полигонального поперечного сечения с неподтопленным режимом истечения может быть рассчитана по формуле расхода шахтного водослива [5]

$$Q = \sigma_{п.в} k_H m_{пр} b \sqrt{2gH^3} , \qquad (2)$$

где $\sigma_{п.в}$ – коэффициент, учитывающий влияние установки на гребне водоприемной воронки противоводоворотных устройств, для одиночной стенки, роль которой выполняет башня водозабора, $\sigma_{п.в}$=0,93; k_H – коэффициент, учитывающий полноту напора, $k_H = \left(H / H_{пр}\right)^{0,115}$; H – действующий напор; $H_{пр}$ – профилирующий напор; $m_{пр}$ – коэффициент расхода при $H_{пр}$, который зависит от отношения $H_{пр}/r$ (r – радиус кривизны оголовка водослива).

Для оголовка кругового очертания максимальная величина отношения $H_{пр}/r$ = 3,4, которой соответствует коэффициент расхода $m_{пр}$ = 0,56.

Для радиуса оголовка водоприемной воронки шахты r = 0,75 м величина профилирующего напора $H_{пр}$= 2,55 м.

С учетом принятых значений коэффициентов для описываемого шахтного водосброса полигонального поперечного сечения зависимости будут иметь вид:

для коэффициента расхода $m = 0{,}468H^{0{,}115}$, (3)

для расхода $Q = 134{,}32H^{1{,}615}$. (4)

Используя выражение (4), были выполнены расчеты по трансформации паводков расчетной обеспеченностью P = 0,1% и поверочного паводка обеспеченностью P = 0,01% (табл. 2).

Таблица 2

Результаты расчетов по трансформации паводков в водохранилище гидроузла Джедра

Параметры	$Q_{пик\ P=0,1\%}$ =595 м^3/с		$Q_{пик\ P=0,01\%}$ =940 м^3/с	
	УВБ, м	Q, м^3/с	УВБ, м	Q, м^3/с
С учетом трансформации паводка:				
по данным аванпроекта	–	–	558,28	740
с использованием зависимости (4)	556,90	378,6	557,58	622

Работа шахтного водосброса полигонального поперечного сечения была изучена на гидравлической модели в масштабе 1:60 натуральной величины в лаборатории гидросиловых установок им. Д.Я. Соколова в Московском государственном университете природообустройства.

Задачей модельных гидравлических исследований было изучение работы всех конструктивных сооружений водосброса. Были исследованы:

гидравлические режимы работы шахты;

пропускная способность во всем диапазоне возможных расходов водосброса;

распределение давлений на оголовке водоприемной воронки и по высоте ствола шахты.

Моделирование выполнялось по критерию Фруда.

Гидравлические режимы в шахтном водосбросе приведены на рис. 2 при безнапорном и на рис. 3 при напорном режиме работы водоприемной воронки шахтного водосброса.

Во всем диапазоне напоров, соответствующих безнапорному режиму работы водоприемной воронки, поток на всей длине ствола шахты представляет собой стекловидное тело, несмотря на то, что в результате стеснения струй клиновидных граней поперечное сечение этих участков потока формируется в виде гребней. На рис. 2 *б, г, е* видно, что вплоть до расхода 636 м^3/с движение воды по всей высоте ствола шахты происходит в безнапорном режиме. В конфузоре соответствующий участок потока отбрасывабоковыми стенками нижнего участка ствола шахты, что приводит к замыканию трубчатого по высоте ствола потока. Первоначально смыкание струй происходит в верхнем участке сопрягающего колена. Выше сечения соединения струй поток в стволе шахтного водосброса полигонального поперечного сечения представляет собой полую трубу. В зоне смыкания потока происходит сильная его аэрация, так что ниже сечения смыкания

при относительно малых расходах поток в сопрягающем колене и начальном участке туннеля представляет собой водо-воздушную эмульсию (см. рис. 2, *б*). При увеличении расхода уменьшается поперечное сечение воздушного ядра потока и одновременно зона смыкания нижнего участка потока переходит в конфузор, а затем в ствол шахты, где аэрируется уже только верхняя часть напорного потока (см. рис. 2, *г*).

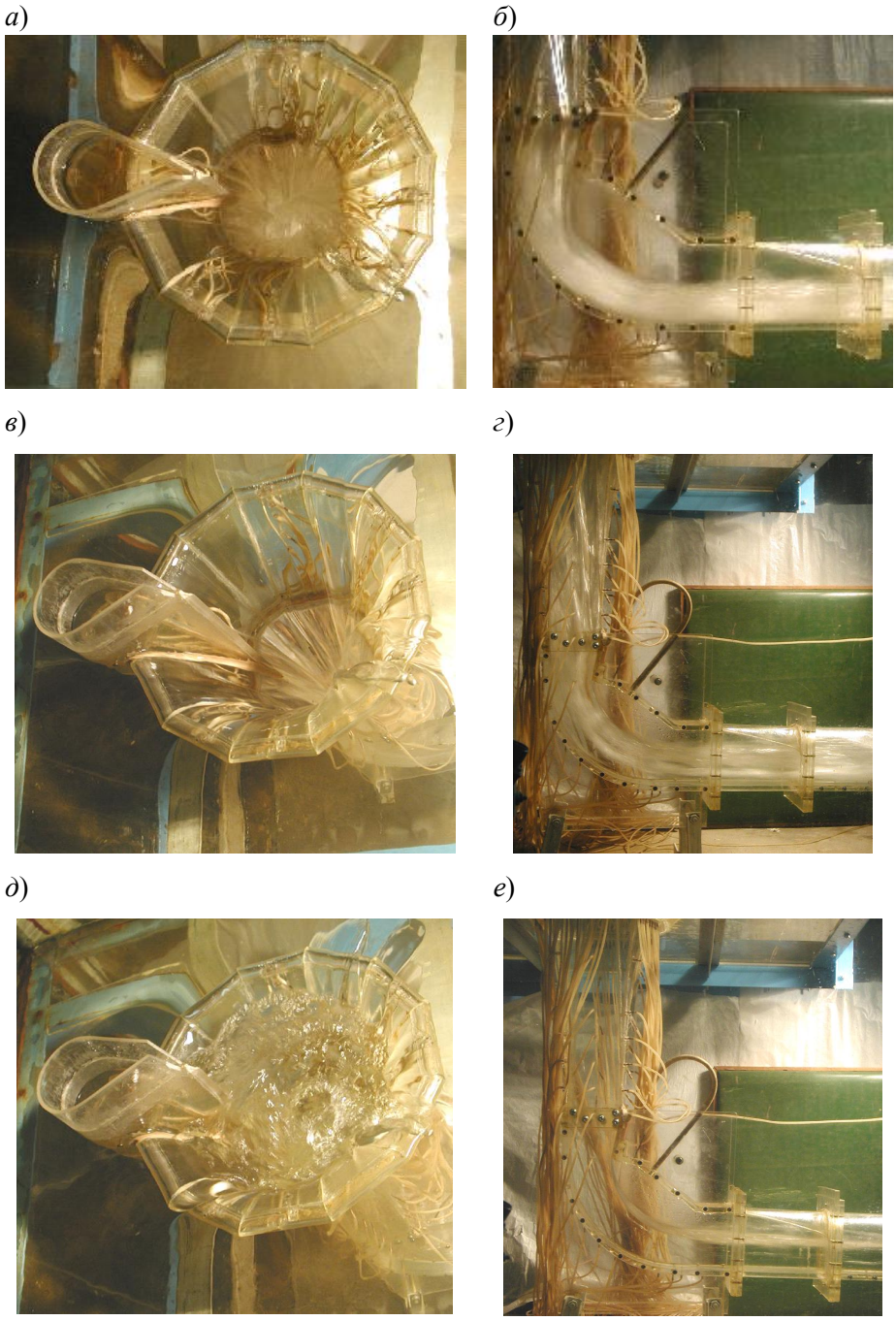


Рис. 2. Движение воды в шахтном водосбросе полигонального поперечного сечения с незатопленной водоприемной воронкой и водозаборной башней с ВБ:
а, б – H =1,94 м, Q =397 м^3/с; *в, г* – H =2,55 м, Q = 636 м^3/с;
д, е – H =2,71м, Q = 680 м^3/с

При дальнейшем увеличении расхода (более 650 м^3/с) нижняя часть ствола шахты занапоривается и конфузор переходит в режим работы по схеме истечения из отверстия с наклонной стенкой. В этом режиме в стволе шахты формируется вращение потока с периодическим возникновением воздушного жгута в центральной части потока (см. рис. 2, *д*). В сопрягающем колене при движении воды по вогнутой криволинейной стенке возникают значительные центробежные силы, которые приводят к закрытию воздушного жгута с периодическим захватом его нижнего участка и выносом в отводящий туннель. Воздушные полости, образуемые захваченными объемами воздуха, видны на рис. 2, *е*). В сопрягающем колене и в отводящем туннеле поток также имеет вид стекловидного тела.

Дальнейшее повышение напора на гребне водоприемной воронки выше H = 2,75 м приводит к затопленному режиму работы водоприемной воронки и переходу работы шахтного водосброса в напорный режим, при котором увеличение расхода приводит к резкому подъему уровня верхнего бьефа. Меняется при этом и режим протекания воды через ствол шахты. На поверхности воды над водоприемной воронкой формируется стабильный водоворот, который имеет пульсирующий характер. На рис. 3 *а*, показан вид на водоприемную воронку при расходе Q = 686 м^3/с при напоре H = 3,39 м, при котором произошло полное затопление водоприемной воронки и в верхней части ствола шахты под ней сформировался воздушный жгут. Но на рис. 3, *б* видно, что этот воздушный жгут не имеет продолжения в нижней части ствола шахты. Дальнейшее увеличение напора на гребне водоприемной воронки привело к увеличению интенсивности вращательного движения и увеличению размеров воздушного жгута, пульсация размеров которого происходит в широких пределах. На рис. 3, *в, г*, показаны два вида на воздушные жгуты в стволе шахты. При максимальном развитии жгут проникает даже в сопрягающее колено и начальный участок отводящего туннеля. Но под действием центробежных сил в колене происходит увеличение давления, которое уменьшает поперечное сечение жгута, и его стенки смыкаются. При этом прорыва воздуха в туннель не происходит. Наличие продольных стыков в шахтном водосбросе полигонального поперечного сечения создает дополнительные сопротивления вращательному движению и уменьшает его интенсивность. Это качество является дополнительным положительным качеством рассматриваемой конструкции.

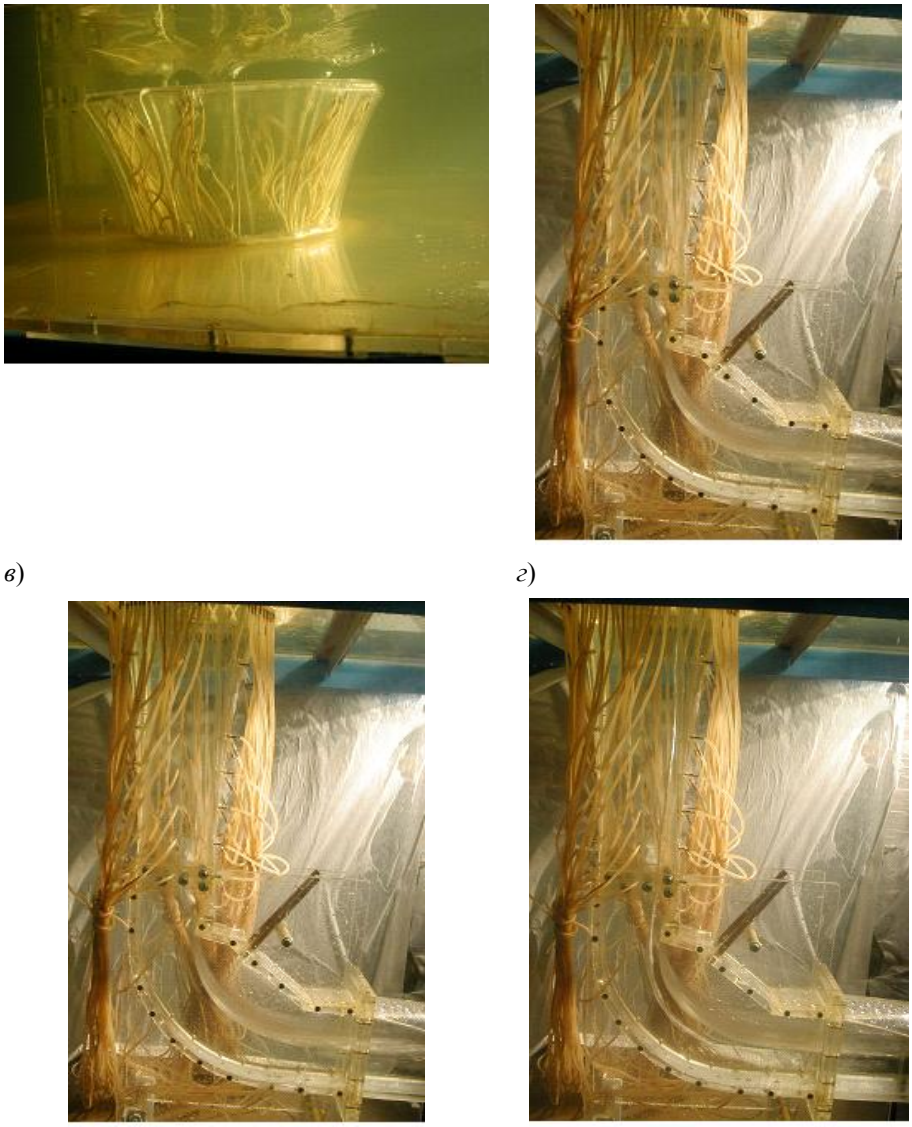
Пропускная способность шахтного водосброса полигонального поперечного сечения исследована в широком диапазоне изменения расходов. Минимальные расходы ограничивались возможностями лабораторной установки. Поскольку мерный водослив был рассчитан на замеры максимальных расходов, погрешность измерения малых расходов становилась соизмеримой с величиной самих расходов.

На рис.4 приведены результаты исследования пропускной способности шахты в виде графика зависимости расхода Q от напора на гребне водоприемной воронки H.

Из графика видно четкое разграничение режима безнапорного истечения через порог водоприемной воронки и режима затопленного истечения, когда расход шахты определяется пропускной способностью выходного сечения конфузора ствола шахты. Для рассматриваемой конструкции шахтного водосброса с площадью выходного сечения конфузора 6,0х5,0 м и высотой ствола шахты 40,0 м между гребнем водоприемной воронки и

выходным сечением конфузора предельный расход безнапорного истечения через гребень водоприемной воронки составляет 690 м^3/с. Причем, переход от неподтопленного к затопленному режиму работы водоприемной воронки происходит резко в отличие от плавного перехода, как это показано, например, в [6].

а) *б*)



в) *г*)

Рис. 3. Движение воды в шахтном водосбросе полигонального поперечного сечения с затопленной водоприемной воронкой без водозаборной башни:
а, б – H=3,39 м, Q = 686 м^3/с; *в, г* – H=4,11м, Q = 695 м^3/с

Расчетная зависимость пропускной способности шахтного водосброса полигонального поперечного сечения, подсчитанная по уравнению (4), достаточно хорошо согласуется с результатами эксперимента (см. рис. 4). Однако, представление расходных характеристик водосливов в натуральных величинах в виде зависимости пропускной способности от напора $Q = f(H)$ недостаточно информативно. Бóльшую информацию дает зависи-

мость коэффициента расхода от напора $m = f(H)$. С этой целью по выражению $m = Q/\left(b\sqrt{2gH^3}\right)$ были определены величины обобщенных коэффициентов расхода.

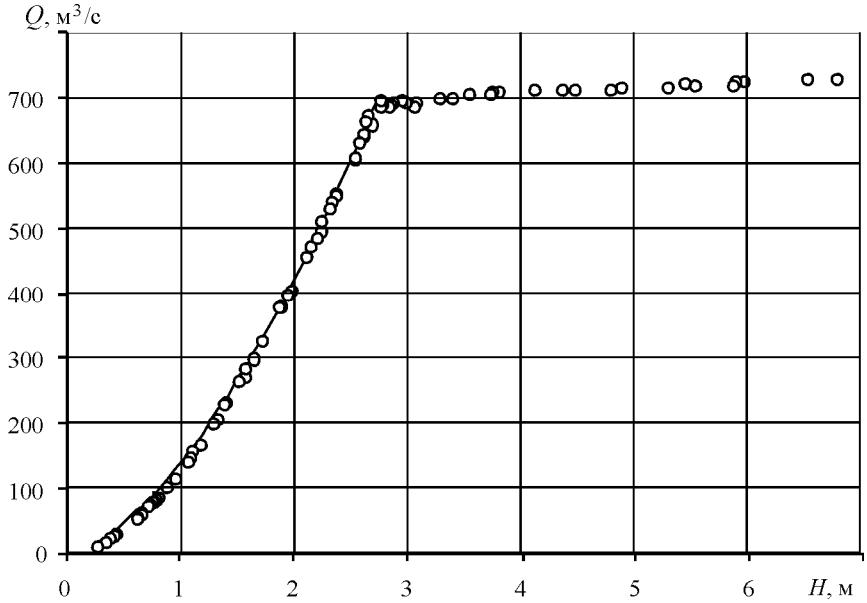


Рис. 4. Зависимость пропускной способности шахтного водосброса полигонального поперечного сечения от напора на гребне водоприемной воронки H, м:
o – данные эксперимента; —— – расчет по (4)

В зоне напоров $H < 1{,}55$ м коэффициенты расходов довольно интенсивно увеличиваются с ростом напора, достигая величины $m = 0{,}47$.

На участке с напором в пределах 1,55 м $< H <$ 2,8 м интенсивность увеличения коэффициента расхода резко снижается (до предельного значения $m = 0{,}51$). После достижения напора на гребне водоприемной воронки $H = 2{,}8$ м, коэффициент расхода начинает резко убывать, что свидетельствует о том, что напору $H = 2{,}8$ м соответствует переход истечения воды через гребень водоприемной воронки от свободного перелива к затопленному режиму течения.

Аппроксимация экспериментальных данных пропускной способности шахтного водосброса в режиме неподтопленного истечения через водоприемную воронку дает следующие зависимости для коэффициента расхода:

при $H < 1{,}55$ м

$$m = -0{,}0134H^2 + 0{,}162H + 0{,}266, \qquad (5)$$

при $H > 1{,}55$ м

$$m = 0{,}465H^{0{,}086}. \qquad (6)$$

На рис. 5 представлены значения коэффициента расхода m шахтного водосброса полигонального поперечного сечения от напора H на гребне водоприемной воронки, полученные по данным эксперимента, и расчетным зависимостям по (5) и (6).

Там же нанесен график изменения коэффициента расхода по (3) для диапазона неподтопленного режима водоприемного оголовка. Как понятно из рис. 5, принятие априори коэффициента расхода $m_{пр}$ = 0,56 при профилирующем напоре $H_{пр}$ = 2,55 м дает завышенные величины коэффициентов расхода во всем диапазоне режима свободного истечения через оголовок водоприемной воронки шахтного водосброса полигонального поперечного сечения.

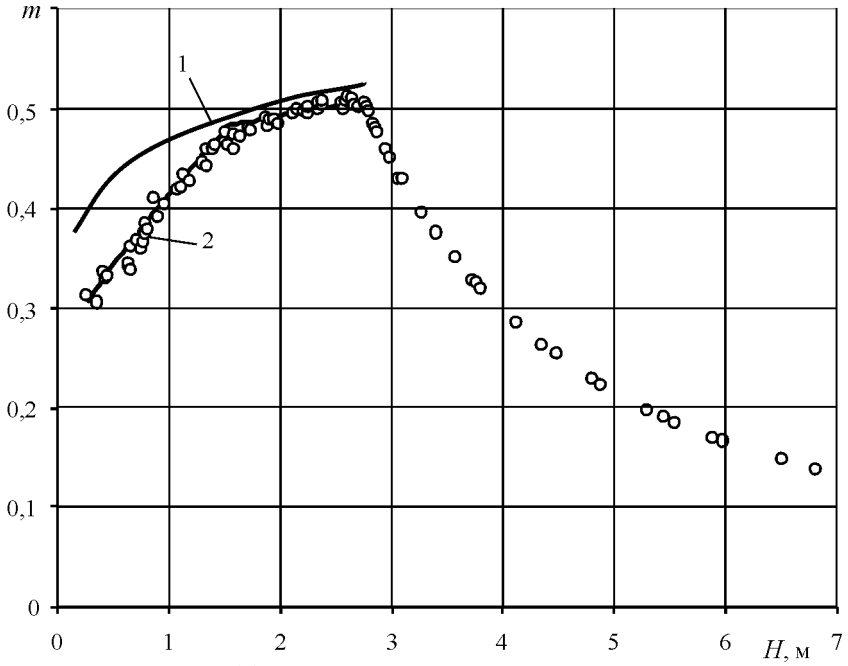


Рис. 5. Зависимость коэффициента расхода шахтного водосброса полигонального поперечного сечения от напора на гребне водоприемной воронки:
○ – данные эксперимента; расчет: *1* – по (4); *2* – по (5) и (6)

По зависимостям (5) и (6) так же были выполнены расчеты по трансформации паводков расчетной обеспеченностью P=0,1% и поверочного паводка обеспеченностью P=0,01%.

Выводы

1. Протекание воды через водоприемную воронку и ствол шахтного водосброса полигонального поперечного сечения происходит без образования возмущений в потоке, который представляет собой стекловидное тело.

2. При расчетном максимальном расходе шахтного водосброса гидроузла Джедра 640 м^3/с максимальный расход шахты с незатопленным режимом течения через водоприемную воронку составляет 690 м^3/с, что обеспечивает дополнительный запас пропускной способности 50 м^3/с.

3. При переходе режима работы водоприемной воронки в затопленный рост пропускной способности резко снижается, в результате чего при ошибке в прогнозах величины расчетных расходов может привести к переполнению водохранилища и переливу воды через гребень плотины. Учитывая это обстоятельство при проектировании шахтных водосбросов нельзя допускать напорного режима движения воды в шахте и необходимо предусматривать запас его пропускной способности.

4. Коэффициент расхода шахтного водосброса с вакуумным оголовком достигает значения m = 0,52 по сравнению с коэффициентом расхода m = 0,44 – 0,46 для традиционно применяемых оголовков, очерченных по форме нижней поверхности струи кольцевого водослива с острой кромкой.

5. На основании экспериментальных исследований получены расчетные зависимости для коэффициента расхода водоприемной воронки при ее работе с неподтопленным режимом, позволяющие определить пропускную способность шахтного водосброса полигонального поперечного сечения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Соколовский С.В. О гидравлическом расчете шахтного водосброса // Сб. трудов ОИСИ. 1959. вып. VIII.

2. Гурьев А. П. Совершенствование конструкции шахтного водосброса // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева.2009. №254. С. 35-44.

3. Розанов Н.П. Вопросы проектирования водопропускных сооружений, работающих в условиях вакуума и при больших скоростях потока. М-Л.: Госэнергоиздат. 1959.

4. Розанов Н.П. Вакуумные водосливы с боковым сжатием. М.: Госэнергоиздат. 1958.

5. Рекомендации по гидравлическому расчету водосливов. Часть II. Косые, боковые, криволинейные и кольцевые водосливы: П45-74 / ВНИИГ. 1976.

6. Слисский С.М. Гидравлические расчеты высоконапорных гидротехнических сооружений М.: Энергоатомиздат. 1979.

УДК 550.83

ПРИМЕНЕНИЕ ТЕХНОЛОГИИ ВОЗДУШНОГО ЛАЗЕРНОГО СКАНИРОВАНИЯ В ИЗЫСКАНИЯХ ДЛЯ ГИДРОЭНЕРГЕТИЧЕСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

С.Г.Герасимова[1], А.А. Гиргидов[2], Т.С.Иванов[3]

Проект Канкунской ГЭС – первый крупный проект гидротехнического строительства в новой России, который начинается с нуля. В дополнение к традиционным подходам при проектировании Канкунской ГЭС уже на стадии обоснования инвестиций применялись новые технологии и анализировались возможности применения современных технических решений, внедрявшихся в последние годы за рубежом.

Одним из таких решений является технология воздушного лазерного сканирования (ВЛС) для создания топографических карт, использование которой показало существенные преимущества современной технологии по сравнению с традиционным способом создания и обработки топографических карт. Технология ВЛС была применена для территории проектируемого водохранилища Канкунской ГЭС, площадь съемки которой составила более 1500 км^2. В связи с тем, что площади и объемы водохранилища ранее были вычислены традиционным методом обработки топографических карт, особый интерес представляет сопоставление этих результатов с результатами, полученными с применением технологии ВЛС.

На предварительном этапе проектирования в 2007 г. был произведен анализ фондовых материалов – топографических карт масштабов 1:25000 – 1:50000. Для каждого листа карты обводились горизонтали с шагом 10 м, после чего вычислялись соответствующие площади затопления. По полученным значениям площадей с помощью формулы объема усеченной пирамиды определялись объемы водохранилища с шагом 10 м. Затем площади и объемы, соответствующие заданным отметкам для всех листов, суммировались. Таким образом были построены графики зависимости площадей и объемов водохранилища от уровней воды для Канкунской ГЭС. На рис. 1. представлена схема анализа топографических карт.

Основные недостатки описанного метода: трудоемкость при большом объеме обрабатываемых данных; введение данных о площадях затопления в таблицы для подсчетов вручную, что приводит к ошибкам и неточностям; вычисление объемов по формуле усеченной пирамиды, не всегда учитывающее все особенности местности. Кроме того, архивные топографические карты не отражают современное состояние местности, которая в горных районах со временем может меняться.

[1] Руководитель PR-проектов
Тел.: +7 (495) 781-73-40, доб.2170, E-mail: svetlana_gerasimova@geokosmos.ru
НПП «Геокосмос». 115 191, Москва, Гамсоновский переулок, д. 2/9, корпус 4
[2] Канд. техн. наук, вед. научн. сотр.
Тел.: +7 (812) 535-88-71, E-mail: argir@hydro.vniig.ru
[3] Ведущий инженер
Тел.: +7 (812) 534-06-39, E-mail: ivanovtim@gmail.com
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21

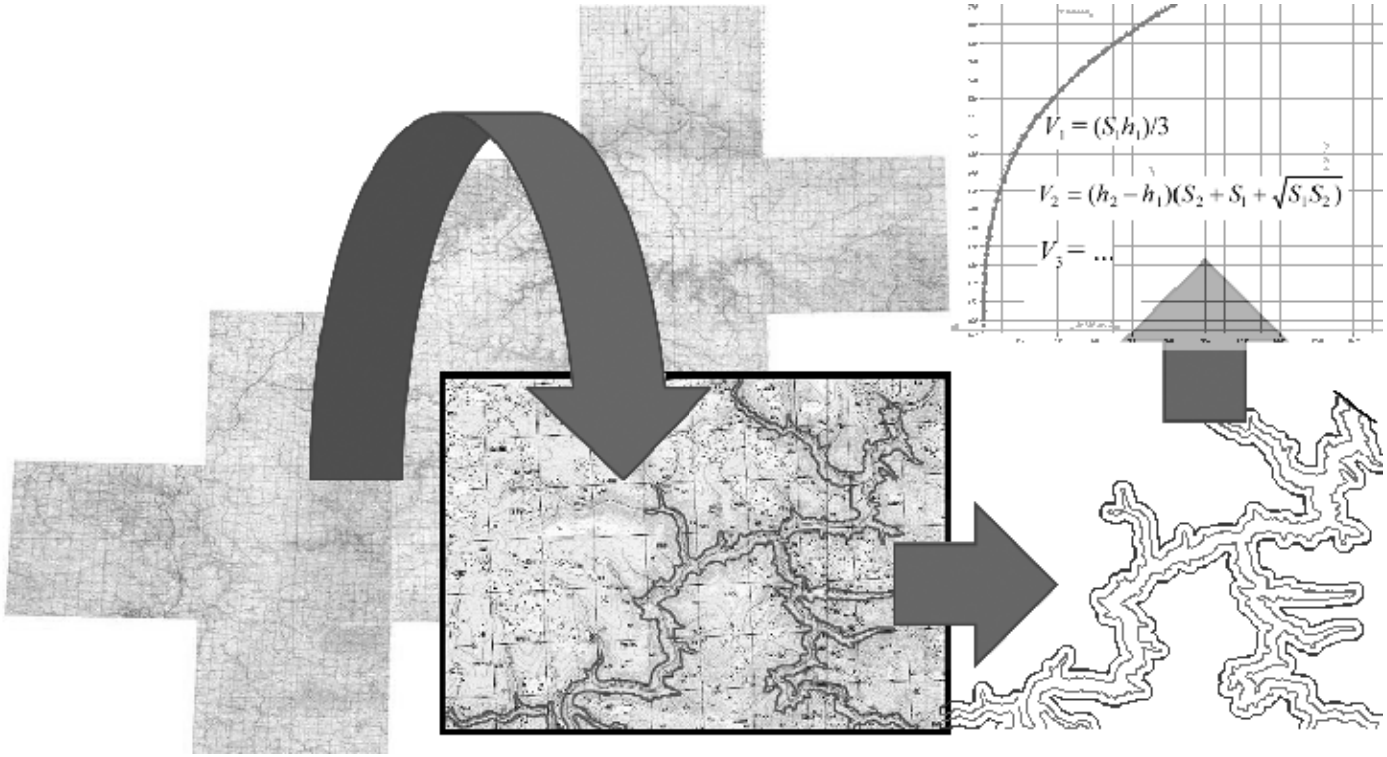


Рис. 1. Традиционный способ построения зависимостей площади зеркала и объема водохранилища от уровня воды

Воздушное лазерное сканирование позволяет получить высокоточные геодезические данные на обширной территории в цифровом формате. При этом возникает существенное преимущество по срокам получения данных и скорости их обработки по сравнению с традиционной топографической съемкой.

Воздушный лазерный сканер (лидар) – прибор, выполняющий измерения с помощью лазерного луча. Он устанавливается на борт самолета или вертолета (рис. 2), оборудованного специальной инерционной системой, фиксирующей угол наклона воздушного судна и высоту полета с частотой до 200 раз в секунду. Средствами навигации определяется положение воздушного судна. Луч сканера отражается от поверхности земли, деревьев, зданий. Отраженный импульс в виде точки поступает обратно в прибор, где происходит автоматическое определение его трехмерной координаты посредством GPS/ГЛОНАСС-привязки. Совокупность точек, полученных по итогам съемки, называется облаком точек лазерных отражений (ТЛО). Как правило, одновременно с лазерным сканированием производится цифровая аэрофотосъемка местности. Частота сканирования зависит от технических характеристик сканера и достигает 50 – 100 тыс. измерений в секунду.

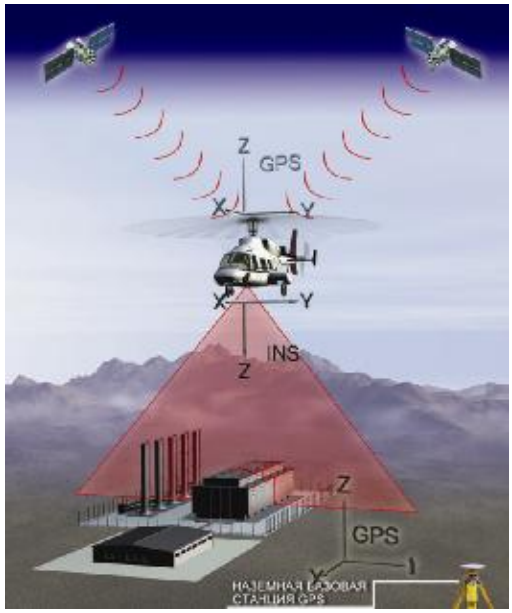
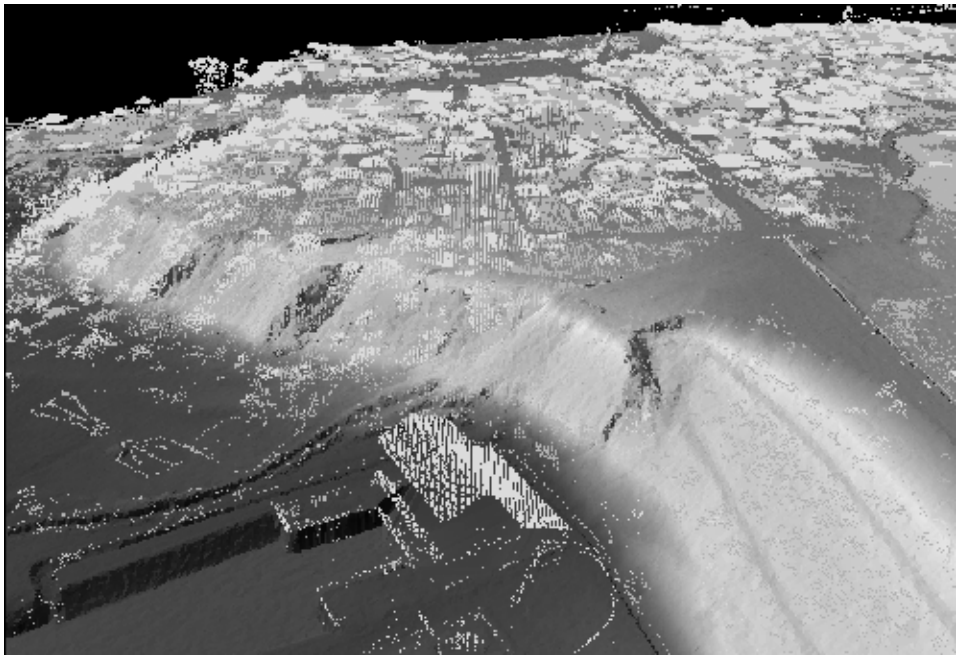


Рис. 2. Схема лазерного сканирования

После полевого контроля (восстановление траектории полета, расчет первичных лазерно-локационных данных, экспресс-анализ первичных данных по полноте покрытия, точности данных) данные аэросъемки передаются в камеральную обработку. Происходит калибровка отснятого материала, проверка соответствия координат координатам опорных точек на местности. Данные о точках лазерных отражений, выгруженные из бортовой аппаратуры, конвертируются в универсальный формат *las и обрабатываются специальными программами (TerraScan, AutoCad и др.) Далее проводится пересчет относительных координат аэросъемочных работ в координаты проекта, запрошенные заказчиком [1].

Следующий этап – классификация ТЛО. Она происходит в автоматическом режиме, основанном на алгоритме триангуляции. В первую очередь выделяются массивы точек «земля» и «не земля». Затем происходит исключение точек массива «не земля», если того требует техническое задание проекта (рис. 3). При этом возможно получение текстурированной

а)



б)

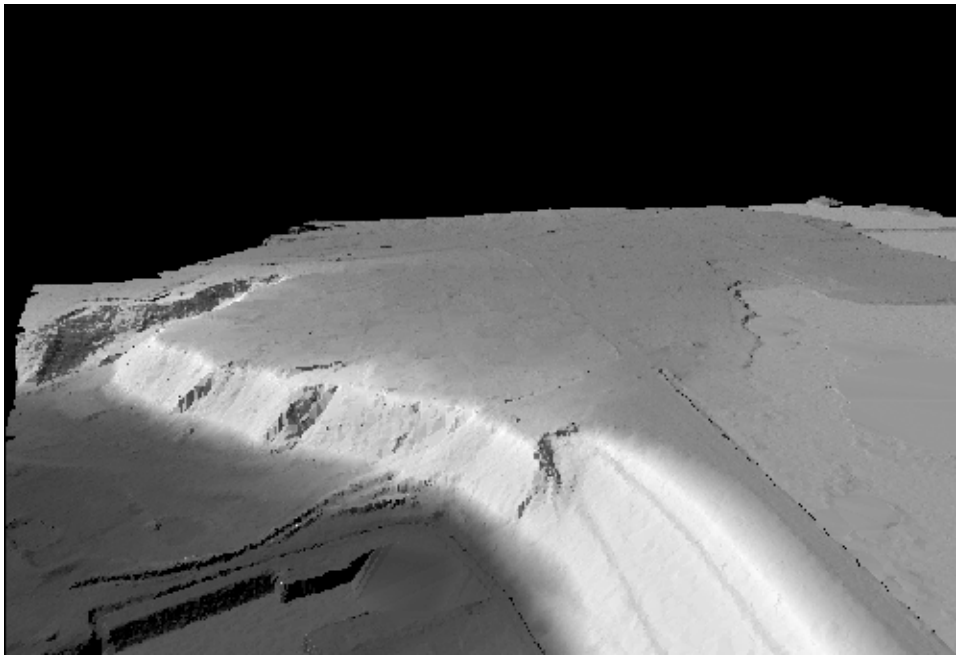


Рис.3. Точки лазерных отражений на цифровой модели рельефа:
а – все точки, полученные при съемке; *б* – точки «не земля» исключены

модели местности, которая может использоваться при моделировании размещения проектируемых сооружений на местности. Чтобы получить текстурированную модель местности, совмещают ТЛО и аэрофотоснимки. Для точности совмещения используют так называемые элементы внешнего ориентирования (ЭВО), которые получают с инерционной системы, устанавливаемой на борту. ЭВО – время съемки каждого участка (кадра) с точностью до долей секунды, координаты центра проекции каждого снимка, высота полета, углы разворота судна. Точность получаемой трехмерной модели составляет около 15 см. На рис. 4. представлен пример текстурированной модели.



Рис.4. Пример цифровой модели местности, текстурированнойаэрофотоснимками (архивные материалы НПП «Геокосмос»)

Цифровые модели рельефа и местности являются достоверным отображением рельефа на момент производства аэросъемочных работ, что позволяет использовать его для решения широкого спектра прикладных задач:

определение любых геометрических параметров рельефа (расстояний, высот, объемов и т.д.);

построение профилей и сечений;

уточнение данных при проведении проектно-изыскательских работ;

мониторинг динамики изменений рельефа.

Важная особенность цифровых моделей рельефа – мультиформатность. Цифровая модель рельефа может быть сохранена в формате любого из популярных и широко используемых профильных программных продуктов, таких как AutoCad, ArcGIS, Microstation.

В 2008 г. НПП «Геокосмос» провел аэросъемку бассейна р. Тимптон. На основе полученных данных были построены трехмерные цифровые модели рельефа. С помощью разработанной в НПП «Геокосмос» программы Geokosmos 3D Modelerбыли получены характеристики будущеговодохра-

нилища: длина, ширина, объем, площадь зеркала при различных отметках уровня воды.

На рис. 5 и 6 представлено сопоставление графиков объемов и площадей водохранилища, полученных по результатам обработки фондовых материалов и материалов воздушного лазерного сканирования. Хорошо видно, что площади затопления, полученные при анализе топографических карт, не отражали выполаживание склонов долины р. Тимптон на более высоких отметках уровня воды. В результате при отметке НПУ=637,0 м площадь затопления, вычисленная по цифровой модели рельефа, превысила на 42% площадь затопления, вычисленную традиционным методом в 2007 г. (см. рис. 5). При этом расхождение в объемах водохранилища оказалось не более 5% (см. рис. 6). Это связано с тем, что при уровнях воды выше 615,0 м и особенно выше 630,0 м происходит формирование большого количества мелководных зон, которые, имея большую площадь, не вносят существенного вклада в объем водохранилища. При анализе фондовых материалов и на основе карт масштаба 1:50000 корректно обработать мелководные зоны было практически невозможно.

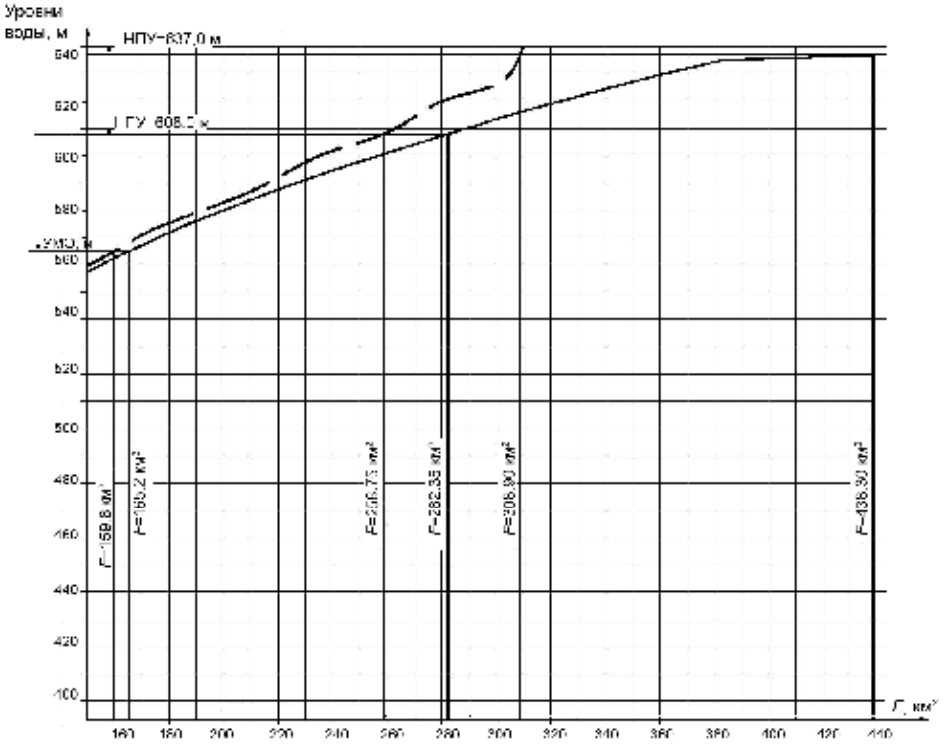


Рис. 5. Зависимость площади водохранилища от отметки НПУ:
—— – по данным лазерного сканирования; – – – по результатаманализа фондовых материалов ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева

Повышение точности определения объемов водохранилища необходимо при водноэнергетических расчетах, в которых используется зависимость полезного объема водохранилища от уровня воды. Погрешности при определении объемов водохранилища могут привести к неверному определению гарантированной и установленной мощности ГЭС и, как следствие,

к неверным ожиданиям по среднемноголетней выработке ГЭС. Таким образом, корректировка и уточнение объемов водохранилища повышают точность при определении доходной части проекта строительства ГЭС.

В то же время уточнение площади водохранилища в сторону увеличения привело к изменению стоимости затрат по подготовке зоны затопления. Как указано в [2], суммарные затраты на зону водохранилища в данных условиях размещения гидроузла составляют около 15% от всех затрат на строительство. В структуре затрат в зоне водохранилища по Канкунской ГЭС более 50% составили затраты на аренду земель, которые напрямую зависят от площади водохранилища и точности ее определения. Среди остальных затрат, зависящих от площади затопления, ущерб лесным и недревесным ресурсам, животному миру, рыбному хозяйству. Для оценки стоимости мероприятий по переселению жителей, переносу строений, по переустройству промышленных объектов, объектов инфраструктуры требуется не только определение площади, но и точное определение границ объектов, оценка площади пересечения объектов и зоны создаваемого водохранилища. Использование цифровой модели местности и геоинформационных систем позволяют производить решение этих задач в полуавтоматическом режиме [3]. В результате уточнения площади затопления произошло увеличение затрат по всему гидроузлу более чем на 2% (в варианте с отметкой НПУ = 637,0 м).

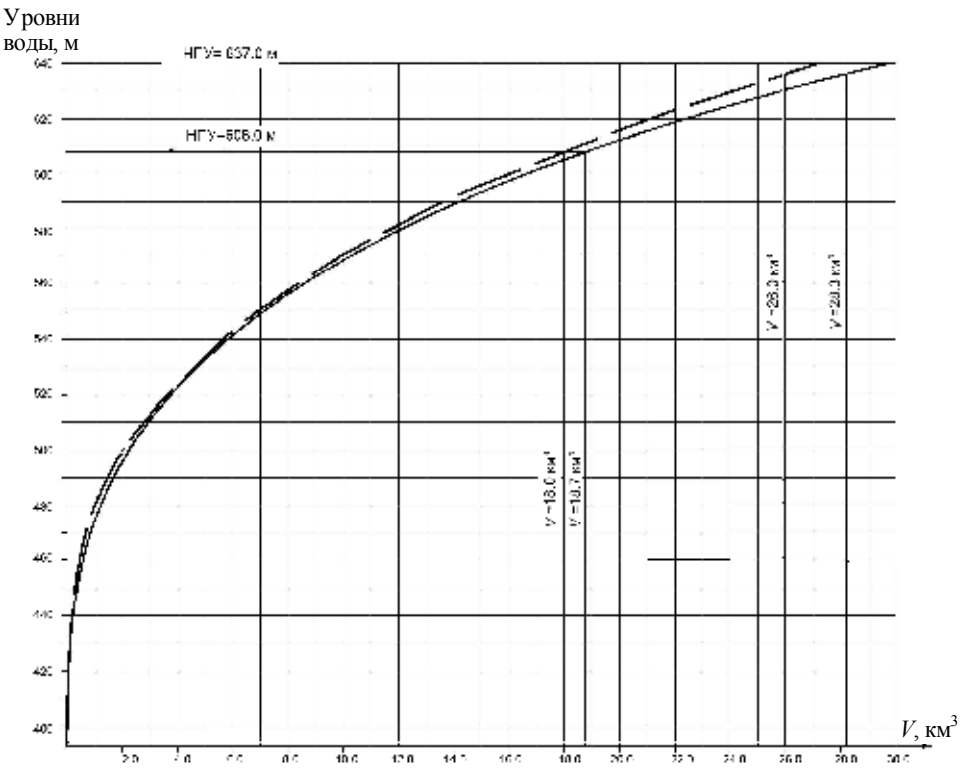


Рис. 6. Зависимость объема водохранилища от отметки НПУ:
—— – по данным воздушного лазерного сканирования;
- - - – по результатам анализа топографических карт

В дополнение отметим, что при НПУ Канкунской ГЭС на отметке 608,0 м ошибка в определении площади затопления оказывается меньше

(около 8%), а в определении объема водохранилища – 3,5%. Таким образом, корректировка и уточнение площади затопления водохранилища могут существенно влиять и на расходную часть проекта строительства ГЭС.

Выводы

Технология воздушного лазерного сканирования, дополненная цифровой аэрофотосъемкой, позволяет проводить инженерно-геодезические изыскания в условиях труднодоступного высокогорья, сложного, сильно пересеченного рельефа, при наличии густой растительности. Получаемая в результате работы цифровая модель рельефа позволяет проводить 3D моделирование сооружений гидроузла и зоны водохранилища. Совмещение модели с другими имеющимися слоями данных позволяет решать прикладные оптимизационные задачи для сокращения затрат как в зоне водохранилища, так и по самим гидроузлам. Мультиформальность данных дает возможности по работе с ними с использованием таких программ, как AutoCad, ArcGIS, Microstation, Geokosmos Modeller 3D.

Применение воздушного лазерного сканирования позволило скорректировать оценку площадей затопления водохранилища Канкунской ГЭС в выбранных створах и при выбранных отметках НПУ.

Стоимость проведения лазерной съемки превышает стоимость обработки фондовых материалов. В то же время, проведение актуальной топографической съемки рассматриваемого участка дороже, чем ВЛС. Вместе с тем, анализ, проведенный в рамках работы, полезен для оценки эффективности применения ВЛС в изысканиях для гидротехнического строительства.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Медведев Е.М., Данилин И.М., Мельников С.Р.** Лазерная локация земли и леса. Москва-Красноярск. 2007.

2. **Иванов Т.С., Орищук Р.Н.** Особенности учета затрат по аренде земли в зоне водохранилища (на примере каскада ГЭС на р. Тимптон) // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2008. Т. 252. С. 121-126.

3. **Арефьев Н.В., Иванов Т.С.** Разработка методики оптимизации защиты земель от затопления при строительстве гидроузлов с использованием ГИС-технологии) // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2008. Т. 250. С. 56-61.

УДК 666.973.3

О ВЛИЯНИИ КРУПНОСТИ ЗАПОЛНИТЕЛЯ НА ДЕСТРУКЦИЮ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО БЕТОНА

А.Д. Ртищев[1], В.С. Сулимов[2]

При испытании бетонных образцов на осевое растяжение разрушение определяется, как правило, появлением односторонней поверхностной трещины, которая развиваясь разделяет образец на две не взаимодействующие части. В зависимости от методики испытания вид диаграмм деформирования может быть различным (рис. 1). При контроле за макронапряжениями $\frac{\Delta\sigma}{\Delta t} = \text{const}$ (рекомендован ГОСТ 10180-90) на диаграмме есть восходящий участок, который определяет прочность бетона $R_р$ и его предельную растяжимость $\varepsilon_р$. При испытании образцов – восьмерок в специальных приспособлениях-кондукторах [1, 3, 5] с дополнительным контролем за макродеформациями, $\frac{\Delta\varepsilon_р}{\Delta t} = \text{const}$, удается получить нисходящую ветвь (см. рис. 1). Образцы на восходящей ветви нагружаются ступенями, равными $\Delta N \approx 0{,}1R'_р A_0$, где A_0 – начальная площадь образца с выдержкой на каждой ступени по 3 – 5 мин. В момент локализации деформаций образец в кондукторе выдерживается в соответствии с условием $\frac{\Delta\varepsilon_р}{\Delta t} = \text{const}$ (при постоянной внешней нагрузке). При ускоренном росте деформаций внешняя нагрузка несколько снижается, а затем вновь увеличивается до возобновления локальных ″пластических″ деформаций. Нагрузка, соответствующая моменту локализации деформаций, равна $R'_р$, при этом, $R_р > R'_р > \sigma^{тр}$. Следует отметить, что контроль за деформациями осуществляется дифференцировано. На двух противоположных гранях крепятся по три индикатора часового типа (точность измерения деформаций – 1 мкм) с базой измерения деформаций, равной $l_б$=125 – 135 мм [1, 5].

Результаты испытаний бетона с максимальной крупностью заполнителя равной $d_{макс}$= 20 мм и образцов из песчаного бетона приведены в табл. 1.

[1] Директор по инновациям и науке
Тел.: (812) 459-99-50, E-mail: a.rtischev@adamant.ru
НПК ЛТС-ПЛАСТ, Санкт-Петербург, ул. Минеральная, 13
[2] Зав. лаб.
Тел.: (812) 535-26-39
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21.

Серии образцов близки по своим физико-механическим показателям, чем и обусловлен их выбор для оценки влияния крупного заполнителя на процесс деструкции бетона.

В ранее проведенных испытаниях на образцах из песчаного бетона [3, 5] получена нисходящая ветвь (НВ) диаграммы растяжения до момента появления макротрещины, который совпадает с разрушением образца (табл. 2, рис. 2). Для бетона ($d_{макс}$=20 мм) вид диаграммы растяжения определяется весовой влажностью бетона в момент испытания образцов. При весовой влажности, равной ω ≈ 2%, также получен лишь участок НВ диаграммы до момента появления макротрещины, который совпадает с разрушением (см. табл. 2, рис. 3).

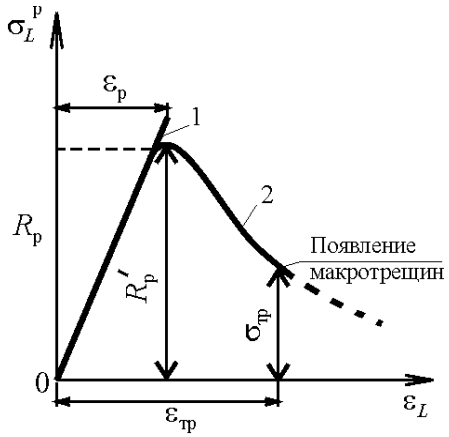


Рис.1 Диаграммы растяжения бетона:
1 – при $\frac{\Delta\sigma}{\Delta t} = \text{const}$; *2* – при $\frac{\Delta\varepsilon}{\Delta t} = \text{const}$

Таблица 1

Физико-механические свойства бетона различных серий

Серия	Состав бетона Ц:П:Щ	Активность цемента, МПа	Крупность заполнителя $d_{макс}$, мм	В/Ц	Влажность образцов, %	Прочность кубов (a = 10 мм), МПа	Прочность восьмерок 10х10х70 мм	Возраст образцов, сут
В-1	1:2,31:2,91	30	5–20	0,53	3,0	20,1 18,6 20,0 17,9 18,6 21,2	1,75 1,70 1,76 1,76 1,67 1,70	28
В-II(Ц) Песчаный бетон	Ц:П:В 1:2:0,5	30	≤ 5мм Модуль крупности песка $М_к$= 2,6	0,5	3,5	17,6 16,6 15,9 16,0 18,1 17,7	1,50 1,62 1,67 1,59 1,52 1,48	28

Таблица 2

Механические характеристики бетонов в стадии локальной деструкции

Серия	Влажность бетона ω,%	Возраст образцов, мес.	$R'_р$, МПа	$\sigma_р^{тр}$, МПа	$\sigma_р^{тр}/ R'_р$	$\varepsilon_{тр}\cdot 10^5$
В-1	2,0 – 2,2	3	1,43	0,81	0,57	27,1
	то же	3	1,45	0,83	0,57	25,3
	то же	12	1,49	0,86	0,58	27,1
	то же	12	1,44	0,85	0,59	25,4
	то же	24	1,48	0,92	0,62	25,9
	то же	24	1,52	0,88	0,58	28,2
В-II(Ц)	4,0 – 4,2	1	1,40	0,86	0,61	20,4
	то же	1	1,31	0,79	0,60	19,3
	то же	1	1,29	0,74	0,57	23,4
	то же	1	1,36	0,80	0,59	25,9
	то же	1	1,42	0,88	0,62	19,8
	то же	1	1,44	0,86	0,60	21,1

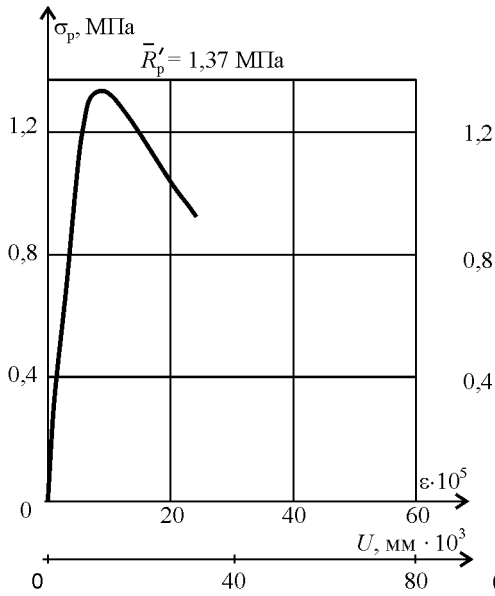


Рис.2. Образцы серии В-II(Ц) (цементно-песчаный раствор) (влажность ω =4,2 – 4,4 %)

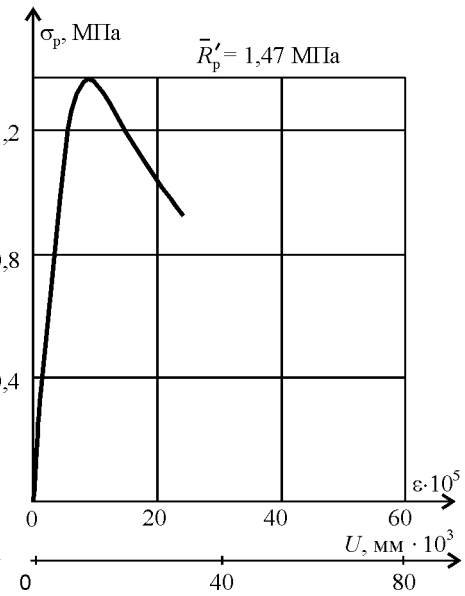


Рис. 3. Образцы серии В-1 (влажность ω =2,0 – 2,2%)

Относительные значения напряжений $\frac{\sigma_{тр}}{R'_р}$ в момент появления трещины для образцов серии В-1 ($d_{макс}$= 20 мм) изменяются от 0,57 до 0,62, среднее– 0,58. А величина деформаций $\varepsilon_{тр}$ в момент появления макротрещины изменяется от $25{,}3\cdot 10^{-5}$ до $27{,}1\cdot 10^{-5}$, среднее– $26{,}5\cdot 10^{-5}$ (см. табл. 2, рис. 3).

Для песчаного бетона (серия В-II(Ц)) $\sigma_р^{тр}/ R'_р$ изменяется от 0,57 до 0,62, среднее – 0,60, а величина деформаций в момент разрушения (появления макротрещины) $\varepsilon_{тр}$ изменяется от $19{,}3\cdot 10^{-5}$ до $25{,}9\cdot 10^{-5}$, среднее значение $21{,}65\cdot 10^{-5}$ (см. табл. 2, рис. 2).

Среднее значение относительных напряжений для бетонных ($d_{макс}$ = 20 мм) и песчаных образцов составило соответственно $\frac{\sigma_{тр}}{R'_p}$ = 0,58 и 0,60 (определялось по величине внешней нагрузки на образец), а средние значения деформаций в момент появления макротрещины (разрушения) для бетонных образцов серии В-1 ($d_{макс}$= 20 мм) более чем на 18% превосходят аналогичные деформации образцов из песчаного бетона (серия В-II(Ц)). Следовательно, образцы из бетона ($d_{макс}$=20 мм) обладают большей деформативностью, то есть являются более "пластичными" с момента локализации деформаций до появления макротрещин (без учета того, что дефомативность песчаного бетона несколько выше деформативности бетона с $d_{макс}$= 20 мм; с учетом этого разность в деформациях составила более 20%), к тому же величина внешней нагрузки на образец в момент появления макротрещины для бетона серии В-1 ($d_{макс}$= 20 мм) несколько ниже, чем для песчаного бетона.

Чтобы охарактеризовать процесс деструкции бетона в зоне предразрушения ниже рассмотрены основные состояния, определяющие разрушение.

Состояние, при котором внешняя нагрузка остается постоянной (изобарный процесс), характеризуется изменением как работы внешних сил, так и упругой энергии деформаций. Совершаемая при этом работа равна $\Delta A = \sigma d\varepsilon$. Это возможно при определенном законе изменения работы внешних сил, пропорциональной уменьшению потенциальной энергии при деструкции.

При фиксированных захватах разрывной машины, если рассматривать образец в целом (от одного захвата до другого), работа внешних сил равна нулю, изменяется только внутренняя энергия (изохорный процесс). Изменение внутренней энергии равно $\Delta U = \varepsilon d\sigma$.

В случае, когда изменение упругой энергии, накопленной образцом к моменту локализации деформаций, $\Delta\Pi = 0$, то сумма изменений внешней работы ΔA от притока внешней энергии ΔQ равна нулю (изотермический процесс), то есть

$$\Delta Q + \Delta A = \frac{1}{2} d(\sigma\varepsilon) = 0, \qquad (1)$$

где σ – напряжения в образце; ε – деформация, соответствующая σ.

Если продифференцировать (1), то $\frac{d\sigma}{\sigma} + \frac{d\varepsilon}{\varepsilon} = 0$, если проинтегрировать, то

$$\sigma\varepsilon = \text{const}, \qquad (2)$$

Таким образом, работа определяется по закону гиперболы, когда изменение упругой энергии деформаций равна 0, или $\Delta\Pi = 0$.

В опытах с бетонными образцами это практически неосуществимо. С определенным приближением это условие ($\Delta\Pi = 0$), удовлетворяется при испытании дисперсно армированных образцов.

Рассмотрим деструкцию бетона испытуемого образца при отсутствии притока внешней энергии к нему, то есть $\Delta Q = 0$ (адиабатный процесс). Это возможно при фиксированных захватах разрывной машины, когда де-

струкция обусловливается упругой энергией деформаций $\Delta\Pi$. Процесс можно обеспечить путем перехода из состояния 1 в состояние 2 (рис. 4), то есть когда $\sigma = \text{const}$ ($\Delta\sigma = 0$), в этом случае изменение работы равно $\sigma d\varepsilon$, и с последующим переходом из состояния 2 в состояние 3 (см. рис. 4), изменение внутренней энергии в этом случае равно $\frac{1}{k}\varepsilon d\sigma$. Поскольку нет притока внешней энергии ($\Delta\sigma = 0$), следовательно $\frac{1}{k}\sigma d\varepsilon + \varepsilon d\sigma = 0$. Коэффициент k имеет следующий физический смысл. При переходе из состояния 2 в состояние 3 приток внешней энергии идет на изменение внутренней энергии ($\Delta\Pi$). При переходе из состояния 1 в состояние 2 приток внешней энергии идет на изменение как внутренней энергии, так и на совершение работы (ΔA). Если принять $k_1 = \frac{\Delta\Pi + \Delta A}{V}$, а $k_2 = \frac{\Delta\Pi}{V}$, где V – начальный объем образца, получим $k = \frac{k_1}{k_2} > 1$. В соответствии с изложенным имеем

$$\frac{1}{K}\frac{d\varepsilon}{\varepsilon} + \frac{d\sigma}{\sigma} = 0, \qquad (3)$$

откуда

$$\sigma\varepsilon^{\frac{1}{k}} = \text{const}. \qquad (4)$$

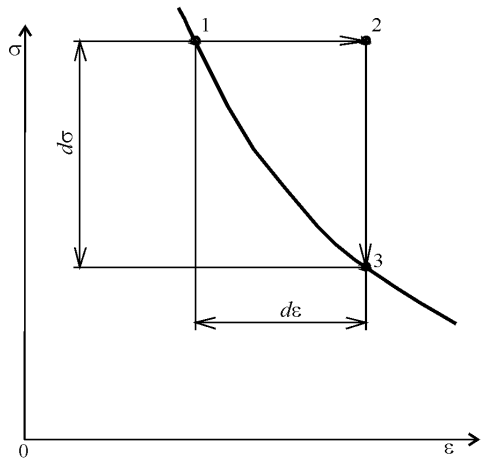


Рис.4. К определению деструкции, обусловленной упругой энергией деформаций $\Delta\Pi$

Таким образом, дифференциальное изменение напряжений, определенное выражением (4), (при фиксированных захватах) в $\frac{1}{k}$ больше, чем при $\Delta\Pi = 0$, определенное по (2), то есть при отсутствии притока внешней энергии кривая деструкции располагается ниже, чем при $\Delta\Pi = 0$.

Процесс деструкции полностью определяется деформациями и напряжениями в зоне предразрушения (в области локальной деструкции), перерастающей в макротрещину.

Величина локальных деформаций $U_{лок}$ находится следующим образом. Если испытывать образцы при фиксированных захватах, то деформации в зоне разрушения определяются величиной высвобождающейся упругой энергии $\Delta П$, и их точное определение возможно в случае, когда база измерения деформаций равна величине зоны локальной деструкции $l_{лок}$, то есть $l_б = l_{лок}$. В рассматриваемом случае $l_б$ значительно превосходит $l_{лок}$. Возникает вопрос: как величины деформаций, замеренные по базе $l_б$ =125 – 135 мм, возможно "привязать" к деформациям в зоне предразрушения? В соответствии с принятой методикой испытания образцы при локализации деформаций выдерживаются при постоянной внешней нагрузке (имеем близкий к горизонтальному участок на диаграмме деформирования), то есть локальные деформации (деформации в зоне предразрушения) обусловливаются раздвижкой захватов пресса. Таким образом, локальные деформации равны таковым, определенным по заданной базе ($l_б$ =125 – 135 мм) за вычетом упругих деформаций, соответствующих уровню нагрузки

$$U_{лок} = U_{общ} - (1 - a)U_{лин}\ , \qquad (5)$$

где $U_{лок}$ – величина абсолютной локальной деформации бетона; $U_{общ}$ – общая (текущая) деформация бетона по базе $l_б$; $U_{лин}$ – величина деформаций, определяемая по базам, не охватывающим зону предразрушения; $a = l_{лок}/l_{бет}$.

Для определения напряжений в зоне локальной деструкции (в зоне предразрушения) рассматривается бетонный элемент в стадии локальной деструкции в момент появления макротрещины. При этом предполагается, что трещина распространяется по прямой и ось 0'0' отсекает часть образца по оси (плоскости) развития трещины. В соответствии с положениями статики для равновесия тела, находящегося под действием параллельных сил, лежащих в одной плоскости, необходимо, чтобы сумма проекций сил на ось 0X равнялась 0 и алгебраическая сумма моментов относительно начала координат также равнялась 0.

Начало координат можно разместить в любой точке тела, например, в точке 0 (рис. 5).

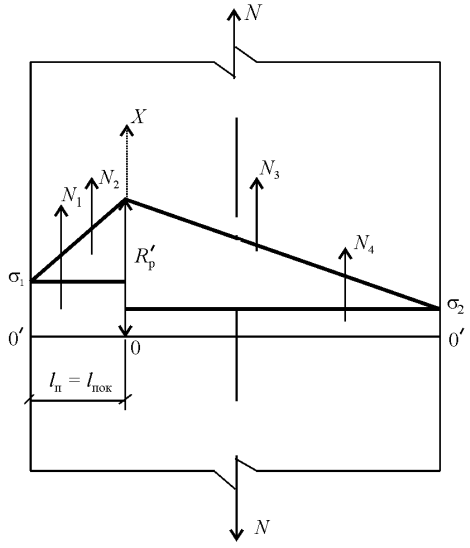


Рис. 5. Распределение усилий в зоне локальной деструкции

Уравнения равновесия для рассматриваемого случая имеют вид:

$$\sum_{1}^{4}(N-N_i)=0\,; \qquad \sum_{1}^{4}(M-M_i)=0\,. \tag{6}$$

Определим значения сил и моментов для рассматриваемого тела (см. рис. 5).

1. Запишем в аналитической форме выражения для действующих сил:

$$N_1=\sigma_1 l_n h\,;$$

$$N_2=\frac{1}{2}(R'_{\text{р}}-\sigma_1)\,l_n h\,;$$

$$N_3=\frac{1}{2}(R'_{\text{р}}-\sigma_2)\,(h-l_n)\,h\,; \tag{7}$$

$$N_4=\sigma_2(h-l_n)h\,;$$

$$N=N_1+N_2+N_3+N_4\,.$$

В развернутом виде первое из уравнений равновесия (6) с учетом (7) можно представить в виде

$$\sigma_1 l_n h+\frac{1}{2}(R'_{\text{р}}-\sigma_1)\,l_n h+\frac{1}{2}(R'_n-\sigma_2)\,(h-l_n)h+\sigma_2(h-l_n)h=N\,.$$

После преобразований получится

$$\sigma_1\frac{l_n}{h-l_n}+\frac{(R'_{\text{р}}-\sigma_1)\,l_n}{2(h-l_n)}+\frac{1}{2}R'_{\text{р}}+\frac{1}{2}\sigma_2=\frac{N}{h(h-l_n)}\,. \tag{8}$$

2. Представим в аналитической форме выражения для моментов действующих сил:

$$M_1=-N_1\frac{l_n}{2}=-\frac{1}{2}\sigma_1 {l_n}^2 h\,;$$

$$M_2=-N_2\frac{l_n}{3}=-\frac{1}{6}(R'_{\text{р}}-\sigma_1)\,{l_n}^2 h\,;$$

$$M_3=N_3\frac{1}{3}(h-l_n)=\frac{1}{6}(R'_{\text{р}}-\sigma_2)(h-l_n)^2 h\,; \tag{9}$$

$$M_4=N_4\frac{1}{2}(h-l_n)=\frac{1}{2}\sigma_2(h-l_n)^2 h\,;$$

$$M=N\left[\frac{h}{2}-l_n\right].$$

Запишем в развернутом виде второе уравнение равновесия (6) с учетом (9):

$$-\frac{1}{2}\sigma_1 l_n{}^2 h-\frac{1}{6}R'_{\text{р}} l_n h+\frac{1}{6}\sigma_1 l_n{}^2 h-\frac{1}{2}\sigma_1 l_n (h-l_n) h=$$

$$=\left[\frac{N}{h(h-l_n)}-\frac{R'_{\text{р}} l_n}{2(h-l_n)}-\frac{1}{2}R'_{\text{р}}\right](h-l_n)^2 h+$$

$$+\frac{h}{6}(h-l_n)^2(R'_{\text{р}}-1)\left[\frac{2N}{h(h-l_n)}-\frac{R'_{\text{р}} l_n}{h-l_n}-R'_{\text{р}}\right]=N\left[\frac{h}{2}-l_n\right].$$

После преобразования получено

$$-\frac{1}{3}l_n h^2\sigma_1=N\left[\frac{h}{2}-l_n\right]-\left[\frac{\frac{4}{3}N}{h(h-l_n)}-\frac{\frac{2}{3}R'_{\text{р}} l_n}{h-l_n}-\frac{R'_{\text{р}}}{2}\right]h(h-l_n)^2. \qquad (10)$$

Следовательно, имеем два уравнения равновесия (сил и моментов), которых достаточно, чтобы определить значения краевых напряжений σ_1 и σ_2 (см. рис. 5). Дополнительно вводим следующие обозначения:

$$\varphi=\frac{N}{R'_{\text{р}} h^2}=\frac{\sigma_{\text{тр}}}{R'_{\text{р}}};\quad k_1=\frac{l_n}{h};\quad \xi=\frac{\sigma_1}{R_{\text{р}}}; \qquad (11)$$

Из уравнения равенства усилий σ_2 выражается через σ_1 и полученное значение подставляется в уравнение моментов, тогда

$$\sigma_2=\frac{2N}{h(h-l_n)}-\frac{(R'_{\text{р}}+\sigma)l_n}{h-l_n}-R'_{\text{р}}\ . \qquad (12)$$

Окончательно для σ_1 получено

$$\sigma_1=\frac{3R'_{\text{р}}\left[\left(\frac{\frac{4}{3}\varphi-\frac{2}{3}k_1}{1-k_1}\frac{1}{2}\right)(1-k_1)^2-\varphi\left(\frac{1}{2}-k_1\right)\right]}{k_1}. \qquad (13)$$

Затем по зависимости (13) находится σ_2

$$\sigma_2=R'_{\text{р}}\left[\frac{1}{1-k_1}(2\varphi-2k_1\xi)-k_1(1-\xi)-1\right]. \qquad (14)$$

Коэффициент k в зависимости (4) следует трактовать как коэффициент раздвижки зерен крупного заполнителя в бетоне, который в свою очередь определяет отношение величины зоны предразрушения к максимальной крупности заполнителя $d_{\text{макс}}$. Данные по составам и некоторым свойствам цемента и заполнителей представлены в табл. 3.

Таблица 3

Состав бетона ($d_{макс}$ = 20 мм) и плотность его компонентов

Серия	Полевой состав Ц:П:Щ	В/Ц	Плотность, г/м^3			Коэффициент раздвижки α
			цемент	песок	щебень	
В-1	1:2,32:2,91	0,53	3,1	2,63	2,63	1,36

При $\rho_п=\rho_щ$, то есть когда истинные плотности песка и щебня равны друг другу, коэффициент раздвижки зерен крупного заполнителя определяется по зависимости

$$\alpha = \frac{(ЦТ + 1000r)\rho'_щ}{(1000 - ЦТ)П_щ\rho_щ},$$

где $\rho_щ$ – истинная плотность щебня; $\rho'_щ$ – насыпная плотность щебня ($\rho'_щ$ = 1,46 т/м^3); $r = \frac{П}{П + Щ}$, то есть отношение веса песка к сумме веса песка и щебня; $П_щ$ – пустотность щебня ($П_щ$=0,43 в обоих случаях). Расчетные данные по коэффициенту раздвижки приведены в табл. 3, как видим, они разнятся, что отражается на величине напряжений σ_1 и σ_2.

Краевые напряжения σ_1 и σ_2 определены по зависимостям (13) и (14). Данные расчета приведены в табл. 4. Величина зоны локальной деструкции определялась по зависимости $l_{лок} = l_п = kd_{макс}$ в предположении, что коэффициент k совпадает с коэффициентом раздвижки зерен крупного заполнителя α, то есть, $k = \alpha$.

Таблица 4

Экспериментальная и расчетная прочность бетона ($d_{макс}$ = 20 мм) в момент цементирования макротрещины

Серия	Коэффициент $\alpha = k$	$k_1 = \frac{l_п}{h}$	$\sigma_{тр}$, МПа	$R'_р$, МПа	$\varphi = \frac{\sigma_{тр}}{R'_р}$	ξ	$\sigma_1 = \xi R'_р$	σ_2
В-1	1,36	0,272	0,84	1,45	0,58	0,456	0,456 $R'_р$	0,049 $R'_р$

Если для бетона с крупным заполнителем ($d_{макс}$=20 мм, серия В-1) зона предразрушения $l_п$ определяется величиной крупного заполнителя $d_{макс}$ и коэффициентом раздвижки зерен $\alpha = k$, то для песчаного бетона величина $l_п$ определяется не столь однозначно. Расчетным путем была предпринята попытка определить примерную величину зоны локальной деструкции $l_п = l_{лок}$. По зависимостям (13) и (14) проведено два расчета. В первом величина зоны локальной деструкции принята равной $l_п$ = 25 мм, во втором – $l_п$= 28. Лучшим признан результат, при котором напряжения σ_2, определенные расчетом, ближе к таковым, определенным экспериментально. При $l_п = l_{лок}$=25 мм совпадение наилучшее (табл. 5).

Таблица 5

Экспериментальная и расчетная прочность песчаного бетона в момент появления микротрещины

Серия	$l_п=l_{лок}$, см	$\sigma_{тр}$, МПа	$R'_р$, МПа	$\varphi=\frac{\sigma_{тр}}{R'_р}$	ξ	$\sigma_1=\xi R'_р$	σ_2, МПа	
							расчет	эксперимент
В-II(Ц)	25	0,82	1,37	0,60	0,556	$0{,}556\,R'_р$	$0{,}17\,R'_р$	$0{,}18\,R'_р$
	28	0,82	1,37	0,60	0,386	$0{,}386\,R'_р$	$0{,}15\,R'_р$	$0{,}18\,R'_р$

Определение абсолютных деформаций $U^{тр}_{лок}$ для песчаного бетона (серия В-II(Ц)) производится использованием диаграммы, изображенной на рис. 2. В момент появления макротрещины (разрушения) $\sigma_1=0{,}556R'_р$, а $\sigma_2=0{,}18R'_р$ (см. табл. 5). Принимая $\varepsilon_{пр}=11{,}4\cdot10^{-5}$ и учитывая, что бетон данной грани работает упруго, получено $\varepsilon_2=0{,}18\cdot11{,}4\cdot10^{-5}=2{,}05\cdot10^{-5}$. Относительная величина внешней нагрузки равна $\varphi=0{,}60$, $R'_р$=1,37 МПа (см. табл. 5). Следовательно, $\sigma_р=0{,}60\cdot1{,}37=0{,}82$ МПа, величина относительных деформаций в момент появления макротрещины (разрушения) $\varepsilon_{ср}=21{,}65\cdot10^{-5}$. Но с другой стороны $\varepsilon_{ср}=\frac{1}{2}(\varepsilon'_1+\varepsilon'_2)=21{,}65\cdot10^{-5}$, откуда $\varepsilon'_1=2\cdot21{,}65\cdot10^{-5}-2{,}05\cdot10^{-5}=41{,}25\cdot10^{-5}$. Абсолютные локальные деформации определяются по формуле(5)

$$U^{тр}_{лок1}=41{,}25\cdot10^{-5}\cdot135-(1-\frac{25}{135})11{,}4\cdot10^{-5\cdot}\cdot0{,}556=55{,}64\cdot10^{-3}\text{ мм}.$$

Аналогично определялись $U^{тр}_{лок1}$ для бетона серии В-1 ($d_{макс}$=20 мм). Расчет производился для диаграммы, представленной на рис. 3. В момент появления макротрещины $\sigma_1=0{,}465R'_р$, а $\sigma_2=0{,}048R'_р$ (см.табл.4); $\varepsilon_{пр}=10\cdot10^{-5}$ и с учетом, что бетон грани, противоположной той, на которой зарождается трещина, работает упруго, получено

$$\varepsilon_2=0{,}049R'_р\cdot10\cdot10^{-5}=0{,}49\cdot10^{-5}R'_р.$$

Относительная величина внешней нагрузки равна $\varphi=0{,}58$, $R'_р=1{,}45$ МПа, величина деформаций – $\varepsilon_{ср}=26{,}5\cdot10^{-5}$. Учитывая, что $\varepsilon_{ср}=\frac{1}{2}(\varepsilon_1+\varepsilon_2)=26{,}5\cdot10^{-5}$, получено $\varepsilon'_р=2\cdot26{,}5\cdot10^{-5}-2\cdot10^{-5}=51{,}5\cdot10^{-5}$. Следовательно, абсолютные локальные деформации

$$U^{тр}_{лок1}=51{,}5\cdot10^{-5}\cdot135(1-\frac{27{,}2}{135})10^{-5}\cdot0{,}456=69{,}4\cdot10^{-5}\text{ мм}.$$

Полученные данные сведены в табл. 6 и представлены на рис. 6.

Таблица 6

Расчетные прочность и деформативность бетонов при разрушении

Серия	$R'_р$, МПа	Локальные деформации $U^{тр}_{лок1}$, мм · 10^{-3}	Прочность в момент появления макротрещины	
			относительная $\xi R'_р$	абсолютная, σ'_1, МПа
В-1	1,45	69,4	0,456	0,661
В-II(Ц)	1,37	55,64	0,556	0,760

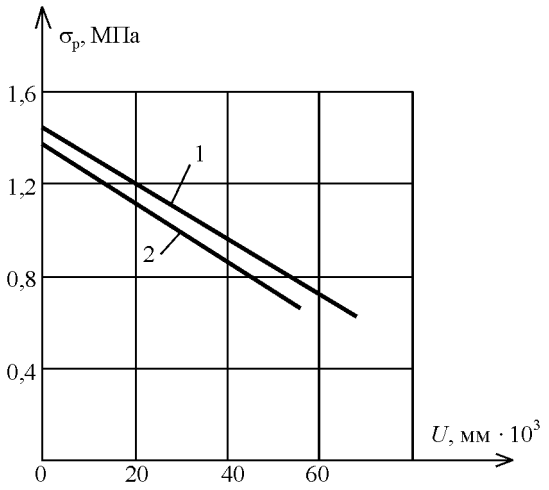


Рис. 6 Прочность в зоне локальной деструкции бетона (серия В-1) (*1*) и песчаного бетона (серия В-II(Ц)) (*2*)

Следует отметить, что прямые, выражающие зависимость прочности в зоне локальной деструкции от величины деформаций в ней, практически параллельны (см. рис. 6). Однако величина деформаций для бетона с $d_{макс}$=20 мм (серия В-1) заметно превышает величину деформаций для песчаного бетона (серия В=II(Ц)) (см. табл. 6, рис. 6).

Выводы

1. Для песчаного бетона получена нисходящая ветвь диаграммы деформирования до момента появления макротрещины, который совпадает с разрушением образца. Отсутствие крупного заполнителя не позволяет получить полностью равновесной диаграммы деформирования (ПРДД).

В бетоне с $d_{макс}$=20 мм вид диаграммы деформирования во многом определяется его влажностью [5]. При весовой влажности, равной примерно 2%, получена нисходящая ветвь до момента появления макротрещины, который, как и для песчаного бетона, совпадает с разрушением испытуемого образца.

2. Прочностные характеристики (прочность образцов-кубов и максимальные напряжения в момент локализации деформаций) песчаного бетона

и бетона с $d_{макс}$=20 мм близки друг другу. Крупный заполнитель заметно увеличивает деформации бетона в момент появления макротрещины.

3. Прямые, выражающие зависимость прочности бетона в зоне предразрушения от величины локальных деформаций, практически параллельны, то есть деструкция в зоне предразрушения для рассмотренных видов бетонов протекает одинаково. Таким образом, развитие деструктивных процессов в локальной области до момента появления макротрещины является характерной особенностью цементных бетонов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Васильев П.И., Ртищев А.Д.** Ниспадающая ветвь диафрагмы деформирования бетона при растяжении // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1990. Т. 219. С. 81-83.

2. **Лермит Р.** Проблемы технологии бетона. М.: Госстройиздат. 1959.

3. **Ртищев А.Д., Сикилинда Ю.К.** Влияние структуры и влажности на процесс деструкции бетона // Сб. научн. трудов / Донская государственная академия сервиса. г. Шахты. 1996. Вып 20.

4. **Трапезников Л.П.** Температурная трещиностойкость массивных бетонных сооружений М.: Энергоатомиздат. 1986.

5. **Ртищев А.Д., Сулимов В.С., Бранцевич Г.В.** О несущей способности бетона при разрушении. СПб.: Изд-во «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева». 2008.

УДК 626/627(-87)

ГИДРОЭНЕРГЕТИКА БРАЗИЛИИ – ОСНОВА ЭЛЕКТРОЭНЕРГЕТИКИ СТРАНЫ

В.А. Пехтин[1], Е.Н. Беллендир[2], В.Г. Радченко[3]

С 21 по 29 мая 2009 г. в столице Бразилии городе Бразилия прошли очередное 77-ое ежегодное собрание Международной Комиссии по большим плотинам (СИГБ) и 23-й Конгресс этой организации [1].

Бразилия, являясь членом СИГБ с 1958 г., за прошедшие годы уже проводила у себя 14-й Конгресс СИГБ в 1982 г., а также 34-й и 70-й Исполкомы в 1966 и 2002 гг. Столь активная позиция Бразилии не случайна. Страна на протяжении двух последних десятилетий является одним из мировых лидеров в строительстве больших плотин и в развитии гидроэнергетики.

Бразилия – самая большая по территории страна Южной Америки (8,547 млн. км^2) и пятая в мире после России, Китая, Канады и США. Ее территория простирается практически от экватора на юг на 4395 км, а с востока на запад на 4319 км. С севера, запада и юга с Бразилией граничат 10 сопредельных государств – Французская Гвиана, Суринам, Гвиана, Венесуэла, Колумбия, Боливия, Перу, Парагвай, Уругвай и Аргентина. Из стран Латинской Америки только Чили и Эквадор не имеют общей границы с Бразилией. По населению Бразилия занимает 4-е место в мире (187 млн. чел.) после Китая, Индии и США.

В целом для Бразилии характерен жаркий климат с количеством осадков изменяющемся от 500 до 3000 мм/год при среднегодовом количестве – 1954 мм/год. Среднемесячные температуры колеблются от 16 до 29°С. Лишь на высоких нагорьях на юге и востоке страны температура июля (зимой) составляет от 12 до 14°С, при этом возможны редкие заморозки и очень редко выпадает снег.

Речная сеть густая. Реки многоводные. На севере страны всю экваториальную часть, юг Гвианского и север Бразильского плоскогорий занимает бассейн р. Амазонка и ее притоков – Иса, Жапура, Рио Негро, Тромбетас, Журуа, Пурус, Мадейра, Шингу и др. Амазонка является самой длинной и многоводной рекой в мире с расходом в ее низовьях порядка 200000 м^3/с. На северо-востоке страны расположены бассейны довольно больших рек – Такантинс, Паранаиба и Сан Франциско. Северо-восток и

[1] Доктор техн. наук, депутат ГосударственнойДумы РФ, Председатель РНК СИГБ
Тел.: 8 (495) 692-93-13, E-mail: edinstvo@inbox.ru
ГосударственнаяДума РФ, 103265, Москва, ул. Охотный ряд, 1
[2] Доктор техн. наук, генеральный директор
Тел.: (812) 535-28-07, E-mail: uprav@vniig.ru
[3] Канд. техн. наук, помощник научн. руководителя
Тел.: (812) 535-98-42, E-mail: radchenko@ground.vniig.ru
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, д.21

восточные окраины плоскогорья покрыты относительно короткими реками, текущими в Атлантический океан. Юг Бразильского плоскогорья прорезан системами рек Уругвай и Парана с их притоками.

По запасам экономически целесообразных для использования гидроэнергетических ресурсов страна находится на 3-м месте в мире (763000 ГВт·ч/год) после Китая и России. Среднегодовой объем воды, которым обладает страна, составляет 16630 км^3, из которого на осадки приходится 32%. Общий объем потребления воды в стране 26,1 км^3/год при бытовых расходах на душу населения около 200 л/сут. По секторам экономики потребление воды делится следующим образом: сельское хозяйство – 69%; промышленность – 7%; общественные нужды – 11% и прочие расходы – 13%.

Общий объем всех водохранилищ Бразилии равен 568 км^3, примеры самых крупных из них приведены в табл. 1.

Таблица 1

Наиболее крупные водохранилища Бразилии

Название плотин	Площадь водохранилища, км^2	Объем водохранилища, км^3	Длина водохранилища, км
Собрадиньо	4214	34	350
Тукуруи	3007	50	170
Балбина	2360	17	225
Порто Примавера	2250	20	250
Серра да Меза	1784	54	116
Итайпу	1350	29	170

Бразилия – один из основных лидеров мировой гидроэнергетики. На 2008 г. по установленной мощности на ГЭС и по выработке электроэнергии на ГЭС страна находилась на 2-м и 3-м местах в мире (табл. 2). По выработке электроэнергии на ГЭС на душу населения в 2009 г. Бразилия занимает 4-е место в мире (1920 кВт·ч/чел/год) после Норвегии (26106 кВт·ч/чел/год), Канады (11170 кВт·ч/чел/год) и Швеции (7143 кВт·ч/чел/год).

По данным за 2007 г. общий объем выработки электроэнергии в Бразилии на всех видах энергоустановок был равен 427000 ГВт·ч/год. Из них выработка на ГЭС составляла 76,6%, на ТЭС-21,2%, на АЭС – 2% и на ВЭС – 0,23%. Потребление электроэнергии по секторам экономики в 2007 году распределялось следующим образом: промышленность – 50,5%; гражданские нужды – 22%; торговля – 14,3% и прочее – 13%. К концу 2008 года общая установленная мощность всех 1768 энергоустановок в стране составляла 104816 МВт. При этом количество ГЭС равнялось 706, ТЭС – 1042, АЭС – 2, ВЭС и других установок – 18.

Стоимость 1 кВт·час электроэнергии, получаемой на разных энергоустановках в зависимости от вида топлива (энергии), в 2008 составляла: дизельное топливо – 21,4 цента (США); нефть – 14,4 цента (США); ветер – 8,6 цента (США); природный газ – 6,1 цента (США); ядерное топливо – 6,0 центов (США); уголь – 5,9 цента (США); гидроэнергия – 5,0 центов (США).

Таблица 2

Страны – лидеры по установленной мощности ГЭС и гидроэнергетическим ресурсам (данные 2009 г.)

Страна	Гидроэнергетический потенциал			Установленная мощность, МВт	Выработка на ГЭС, ГВт·ч/год	Выработка на ГЭС, % от общей	Мощность строящихся ГЭС, МВт	Мощность планируемых ГЭС, МВт
	общий	технический	экономически целесообразный					
Китай	6083000	2474000	1750000	171000	684000	16,4	80000	65000
Бразилия	2280000	1300000	763000	84000	365060	79,9	11600	35000
США	4488192	528500	376000	78200	270000	6,0	–	до 13250
Канада	2224000	951000	536000	72660	372000	59,0	1822	12560
Россия	2295000	1670000	852000	49700	180000	19,0	7000	до 60000
Индия	2637800	660000	442000	40000	123570	17,5	15000	35000

Развитие современной гидротехники и гидроэнергетики в Бразилии началось относительно недавно (примерно в середине прошлого века). Известно, что первую плотину из каменной кладки (Седро) построили после 1877 г., когда в стране в течение 4-х лет стояла небывалая засуха и необходимость строительства плотин и водохранилищ стала очевидной. В конце XIX и в начале XX веков на северо-востоке страны было построено еще более сотни небольших плотин. Первую ГЭС в стране мощностью 5 л.с., предназначенную для снабжения электричеством алмазного прииска, построили в 1883 г. на реке Инферно с плотиной, создававшей напор 5 м. Следующая ГЭС мощностью 500 л.с. с плотиной, обеспечивавшей напор 40 м, была построена в 1887 г. на р. Макакос для рудника по добыче золота. Первая ГЭС, предназначенная для снабжения населения и промышленных предприятий электричеством, была построена в это же время в штате Минас Жерайс на р. Параибуна. Напор создавался каменнонабросной плотиной с деревянным экраном. В настоящее время эта ГЭС сохранилась и превращена в музей. В 1901 г. на р. Тиета для снабжения города Сан Паулo была построена ГЭС Парнаиба мощностью 2 МВт с бетонной плотиной, которая была первой большой плотиной в Бразилии. В целом же до середины XX столетия гидроэнергетика в стране развивалась медленно. Большинство плотин, в основном на северо-востоке страны, были невысокими земляными насыпными и предназначались главным образом для создания водохранилищ с целью борьбы с засухами, регулирования паводков и обеспечения водоснабжения. Практически все ГЭС были частными. К 1960 г. общая установленная мощность всех энергоустановок в стране составляла порядка 5000 МВт, из которых мощность ГЭС не превышала 3700 МВт.

Из-за столь низкой энерговооруженности федеральная власть и власти штатов с начала 50-х годов прошлого века стали активно поддерживать развитие гидроэнергетики, в том числе привлекая уже тогда частный сектор для инвестирования в строительство ГЭС. Уже в 60-х годах началось, а в дальнейшем продолжилось активное строительство мощных гидроузлов с высокими и сверхвысокими плотинами, особенно на юго-востоке страны. В настоящее время в Бразилии в эксплуатации находятся 706 гидроузлов энергетического назначения с высокими плотинами разных типов. Наиболее крупные ГЭС мощностью более 1000 МВт приведены в табл. 3, среди которых вторая по мощности в мире ГЭС – Итайпу (14000 МВт) (рис. 1).

Таблица 3

ГЭС Бразилии мощностью более 1000 МВт

№	Наименование	Река	Мощность ГЭС, МВт	Тип плотины	Высота плотины, м	Пропускная способность водосброса, $м^3$/сек
1	Итайпу	Парана	14000	Бетонная с расширен. швами и каменно-земляная	196	62200
2	Тукуруи	Токантинс	8370	Каменно-земляная	95	110000
3	Илья Солтейра	Парана	3444	Каменно-земляная	71	23000
4	Шинго	Сан-Франциско	3162	Каменнонабросная с железобетонным экраном	151	33000
5	Фоз до Арейа	Игуасу	2511	Каменнонабросная с железобетонным экраном	160	11000
6	Пауло Афонсо	Сан-Франциско	2468	Каменно-земляная	32	10000
7	Итумбиара	Паранаиба	2082	Каменно-земляная	110	16000
8	Сан Симон	Паранаиба	1710	Каменно-земляная	127	24100
9	Жупиа	Парана	1551	Каменно-земляная	42,5	49000
10	Порто Примавера	Парана	1540	Бетонная гравитационная и каменно-земляная	78,5;38	52800
11	Итапарика	Сан Франциско	1480	Каменно-земляная	105	26415
12	Ита	Уругвай	1450	Каменнонабросная с железобетонным экраном	125	39000
13	Маримбондо	Рио Гранде	1440	Каменно-земляная	90	21400
14	Салто Сантиаго	Игуасу	1420	Каменно-земляная	80	24530
15	Агуа Вермельа	Рио Гранде	1380	Каменно-земляная	67	20000
16	Серра да Меза	Токантинс	1293	Каменно-земляная	154	14758
17	Сегредо	Игуасу	1260	Каменнонабросная с железобетонным экраном	145	13000
18	Салто Кашиас	Игуасу	1240	Гравитационный укатанный бетон	67	35920
19	Фурнас	Рио Гранде	1216	Каменно-земляная	127	13000
20	Эмборкасон	Паранаиба	1192	Каменно-земляная	158	7600
21	Машадиньо	Пелотас	1140	Каменнонабросная с железобетонным экраном	126	37350
22	Собрадиньо	Сан Франциско	1050	Каменно-земляная	43	22080
23	Салто Озорио	Игуасу	1050	Каменно-земляная	56	28000
24	Эстрейто	Рио Гранде	1040	Каменно-земляная	92	13000

ГЭС Итайпу построена в 1984 г. на р. Парана на границе с Парагваем – соседним государством, которому принадлежат 50% гидроэлектростанции. Площадь водосбора 82 тыс. км^2, среднегодовой расход воды в реке 9070 м^3/сек. Площадь водохранилища 1350 км^2. Полный объем водохранилища 29 км^3, полезный объем – 19 км^3. Щитовая стенка ГЭС представляет собой бетонную гравитационную плотину с расширенными швами высотой 196 м. Глухая бетонная плотина – контрфорсная. Правобережный и левобережный участки сопрягающих плотин – каменно-земляные. Мощность ГЭС 14000 МВт с 20 агрегатами по 700 МВт. Одна половина из них (10 агрегатов) принадлежит Бразилии, при этом частота электрического тока 60 герц. Другая половина (10 агрегатов) принадлежит Парагваю и на них ток имеет частоту 50 герц. Парагвай продает свою электроэнергию Бразилии переводя ток на частоту 60 герц. Водосброс – поверхностный с 14 пролетами перекрытыми радиальными затворами размером 20,0×21,34 м. Пропускная способность водослива 62200 м^3/сек. Основные объемы работ по ГЭС: бетон – 12,35 млн. м^3; насыпь мягких грунтов – 16,7 млн. м^3; насыпь скальных грунтов – 15,0 млн. м^3; выемка всех видов грунтов – 55,6 млн. м^3.

Еще одним выдающимся гидротехническим сооружением является ГЭС Тукуруи (рис. 2). Этот гидроузел принадлежит только Бразилии. ГЭС Тукуруи построена в 1984 г. на р. Токантинс в штате Пара на севере страны. Водосборная площадь 758 тыс. км^2, среднегодовой расход реки 11107 м^3/сек. Площадь водохранилища 2430 км^2. Полный объем водохранилища 45,5 км^3, полезный – 32,013 км^3. Основная плотина – каменно-земляная с центральным суглинистым ядром высотой 95 м, длиной по гребню 6460 м. Щитовая стенка ГЭС и водосливная плотина – бетонные. ГЭС мощностью 8370 МВт, в составе которой 12 агрегатов по 350 МВт и 11 по 375 МВт, кроме того, имеются 2 агрегата собственных нужд по 22,5 МВт.

На гидроузле Тукуруи самый крупный в мире поверхностный водосброс с пропускной способностью 110000 м^3/сек. Водосброс имеет 23 пролета перекрытые радиальными затворами размером 20,0×21,22 м. Объемы работ по гидроузлу: бетон – 7,806 млн. м^3; насыпь мягких грунтов – 63,185 млн. м^3; насыпь скальных грунтов – 21,115 млн. м^3; выемка всех видов грунтов – 55,666 млн. м^3. Укладка бетона достигала 200000 м^3/мес.



Рис. 1. ГЭС Итайпу



Рис. 2. ГЭС Тукуруи
(На снимке показана первая очередь ГЭС:
12 агрегатов по 350 МВт + 2 агрегата по 22,5 МВт)

Характеризуя общую картину организации гидроэнергетического строительства в Бразилии следует подчеркнуть, что в настоящее время координирует использование водных ресурсов в стране Национальное Агентство по водным ресурсам (ANA), подчиняющееся Министерству природных ресурсов. Но, при этом Агенство является самостоятельной организацией, обладающей административной и финансовой автономией. Основная задача Агенства – осуществлять руководство использованием гидроресурсов. Проводится эта работа совместно с Национальным Советом и Секретариатом по гидроресурсам и Советами штатов страны. Их совместная цель – контроль за использованием рек, исключающий загрязнение рек и гарантирующий высокое качество воды. В соответствии с реформой, которая осуществляется с 1996 г., руководство строительством ГЭС, генерацией, передачей электроэнергии и ее распределением, а также приватизацией генерирующих и распределительных компаний осуществляет Национальное Агентство по электроэнергии (ANEEL) совместно с независимым системным оператором по электрическим системам (ONS). Министерство природных ресурсов курирует эти вопросы со стороны государства. В процессах приватизации принимали участие также и некоторые иностранные компании, как например Трактебел (Бельгия), Эдеса (Испания), Дьюк Энержи (США).

С 2004 г. процесс торгов по новым проектам, распределение и продажа электроэнергии потребителям выполняется под патронажем организации «Всеобщий энергетический рынок» (МАЕ) с помощью, в том числе, и коротких по времени контрактов по рыночным ценам. Кроме того, недавно создана Федеральная Компания (EPE) для того, чтобы развивать планирование национального энергетического сектора. В целом основная цель принятых в стране законов состоит в привлечении необходимых инвестиций в развитие производства электроэнергии, чтобы гарантировать ее поставки в быстро развивающуюся бразильскую экономику.

В связи с необходимостью решения стратегической задачи развития энергетики страны и, прежде всего, на основе возобновляемых источников

энергии (в основном гидроэнергии) в Бразилии в течение последних 20 – 30 лет, как уже указывалось выше, активно строили и продолжают строить значительное число гидроузлов энергетического назначения. Эти сооружения возводили и возводят в различных природных условиях – равнинных и горных, в узких и широких створах, с различными компоновками. При этом использовались все наиболее часто применяемые в мировой практике типы грунтовых и бетонных плотин. Среди грунтовых – это низко и средненапорные однородные грунтовые плотины из супесчаных и глинистых грунтов; плотины из гравийно-галечниковых грунтов и каменной наброски с ядрами из супесчаных и глинистых грунтов; высокие каменно-земляные плотины и каменнонабросные плотины с железобетонными экранами. Среди бетонных плотин широко применяют плотины из укатанного бетона. При этом во многих случаях бразильскими инженерами были применены дополнительно к уже известным и общепринятым решениям собственные разработки, как технического, так и технологического характера. Так, одним из решений для низко- и средненапорных однородных плотин из связных грунтов является практически повсеместное применение внутреннего вертикального дренажа, проходящего близко к оси плотины, что позволяет существенно повысить устойчивость низового откоса плотины и регулировать фильтрационный режим. Примером такого типового решения служит однородная грунтовая плотина, входящая в состав напорных сооружений гидроузла Айморес на р. Досе (рис. 3). Плотина из супесчаного грунта высотой 18 м и длиной по гребню 565 м имеет объем 350 тыс. $м^3$. Верховой откос в зоне переменного горизонта воды защищен каменной наброской. Низовой откос также защищен наброской, уложенной по переходному слою из гравийно-галечного грунта. Сопряжение центральной части плотины со скальным основанием выполнено с помощью грунтового зуба. Под зубом в скальном основании осуществлена однорядная цементационная завеса. Фильтрационный режим плотины регулируется вертикальной песчаной дреной шириной 0,6 м, имеющей выход в нижний бьеф через дренажный тюфяк, уложенный на основание с низовой стороны плотины. Аналогичные дрены были выполнены также и на многих других плотинах, таких как: Канабрава (39 м); Кастаньон (38 м); Луис Эдуардо (30 м); Порто Примавера (38 м); Ретиро Байшо (44 м); Сан Сальвадор (40 м); Симплисио (77 м) и др.

Примером сверхвысокой каменно-земляной плотины служит плотина гидроузла Ирапе, построенная в 2005 г. на р. Жекетиньониа в штате Минас Жирайс (рис. 4). Плотина высотой 208 м (самая высокая плотина Бразилии) и длиной по гребню 515,5 м имеет исключительно крутые откосы. С верховой стороны уклон откоса равен 1:1,5 до отм. 484,0 м, а выше 1:1,3. Уклон низового откоса между бермами равен углу естественного откоса 1:1,3, а средний уклон с учетом берм 1:1,5. Нижняя половина ядра до отм. 408,0 м возведена из суглинка с добавлением гравия, что позволило увеличить плотность грунта и уменьшить его деформируемость. Выше отм. 408,0 м в ядро укладывали только суглинок для получения более пластичного материала. На контакте ядра плотины со скальными бортами был уложен слой более пластичного и самозалечивающегося грунта для снижения возможного арочного эффекта и более благоприятного распределения напряжений. Цементацию основания выполнили при низком водоцементном отношении с помощью цемента, устойчивого к воздействию серни-

стых соединений, так как камень в наброске содержал такие соединения. Объем плотины Ирапе 10,3 млн. м^3. Чтобы его уложить в соответствии с заданным графиком работ производительность укладки в отдельные месяцы достигала 1 млн. м^3.

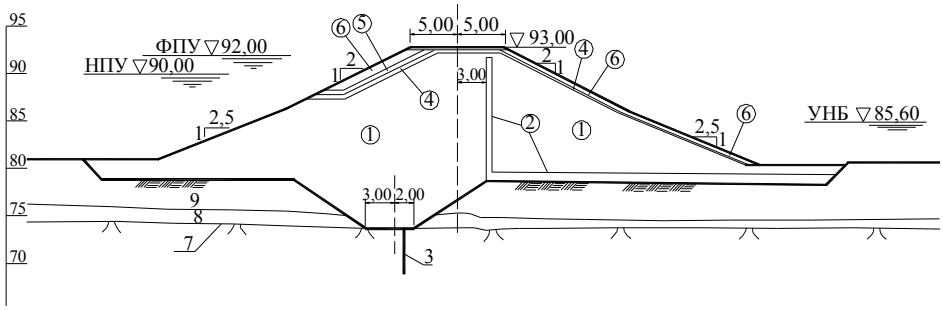


Рис. 3. Поперечное сечение плотины Айморес:
1 – супесь; *2* – песчаная дрена; *3* – цементационная завеса; *4* – гравийно-галечниковый переходный слой; *5* – мелкий камень; *6* – крупный камень; *7* – поверхность скалы; *8* – осадочный грунт; *9* – аллювиальные отложения

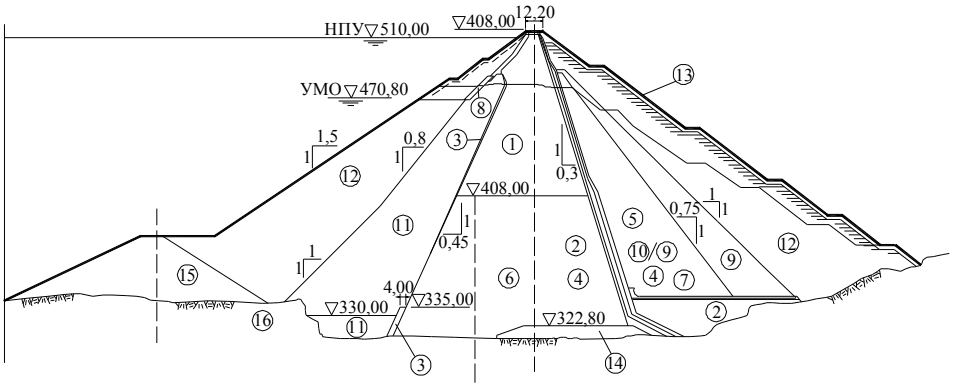


Рис. 4. Поперечное сечение каменно-земляной плотины Ирапе:
1 – суглинок; *2* – естественный песок; *3* – дробленый песок; *4* – песчано-гравийная переходная зона мелкого грансостава; *5* – переходная зона среднего грансостава; *6* – глинистый гравий; *7* – переходная зона крупного грансостава; *8* – мелкий камень<0,4 м; *9* – наброска из слабо выветрелой скалы; *10* – наброска из выветрелой скалы; *11* – сильно выветрелая скала и сапролиты; *12* – наброска из слабо выветрелой и здоровой скалы; *13* – крепление прочным камнем; *14* – бетон; *15* – верховая перемычка; *16* – скальное основание

Особенно много технических и технологических новинок было разработано и применено бразильскими инженерами при строительстве каменнонабросных плотин с железобетонными экранами. Анализ мировой практики строительства высоких плотин из грунтовых материалов показывает, что наиболее экономичными и чаще применяемыми являются именно эти плотины. Их экономичность определяется, прежде всего, их конструкцией. Упорная призма такой плотины находится в сухом состоянии, в ней отсутствует противодавление и поровое давление. Каменная наброска, укатанная до высокой плотности, имеет повышенную прочность на сдвиг, что способствует увеличению устойчивости и позволяет формировать верховую и низовую грани плотины более крутыми, близкими к углам естест-

венного откоса. Это обеспечивает минимальные объемы работ и существенно снижает стоимость сооружения.

Такие плотины обладают повышенной сейсмостойкостью и высокой общей надежностью, что было подтверждено на примере плотины Зипингпу (156 м, КНР, провинция Сичуань), которая подвергалась 12 мая 2008 г. беспрецендентному землетрясению с магнитудой 8 баллов по шкале Рихтера. При этом эпицентр землетрясения находился в 17 км от створа плотины. Ускорение на гребне плотины достигало $2g$ и $0{,}5g$ у основания. В результате подземных толчков максимальная осадка гребня, при водохранилище заполненном на две трети, составила 74 см, а смещение гребня в сторону нижнего бьефа около 20 см. Общая величина фильтрации через плотину увеличилась с 10 до 19 л/сек. Железобетонный экран плотины получил многочисленные повреждения, особенно вдоль вертикальных швов. Произошла подвижка плит экрана в районе контакта 2й и 3й очереди укладки плит по высоте. Раскрылись швы между верхом плит экрана и стенкой парапета. На поверхности низового откоса плотины, который был покрыт каменной отмосткой, возникли трещины. Но главное, что необходимо подчеркнуть – плотина, рассчитанная на ускорение $0{,}2g$ перенесла значительно бóльшее землетрясение без катастрофических последствий, продемонстрировав тем самым высокую надежность конструкции и перспективность строительства плотин этого типа в районах с высокой сейсмичностью.

В последние 20 – 25 лет именно бразильские инженеры были одними из основных генераторов прогрессивных технических идей при возведении этого типа плотин. Начало было положено, когда в 1980 г. в Бразилии на юге страны в штате Парана на р. Игуасу была построена самая высокая в то время плотина с железобетонным экраном – Фоз до Арейа (160 м). В ее проекте были применены новейшие разработки: бетонная опорная плита вместо бетонного зуба; экран был разделен на вертикальные полосы шириной по 16 м; шпонки новой конструкции и новые материалы для уплотнения; зонирование упорной призмы и специальные составы скальных материалов для отдельных зон, новая конструкция гребня плотины и т.д. До этой плотины по схожей технологии были возведены только две плотины– Алто Анчикайо (140 м, 1974 г.) и Голлилас (130 м, 1978 г.) в Колумбии. После строительства плотины Фоз де Арейа, которая еще более подчеркнула преимущества новой конструкции, началось активное строительство таких плотин в разных странах мира и главным образом в КНР. К настоящему времени в Китае после 1980 г. построено 178 таких плотин в составе гидроузлов энергетического направления. Еще 16 гидроузлов находятся в стадии проектирования и строительства. Из указанного числа плотин 37 выше 100 м; 16 выше 125 м; 8 выше 150 м; 3 выше 175 м и одна плотина выше 200 м. Это – плотина Шуибуйа высотой 233 м, введенная в эксплуатацию в 2009 г.

В самой Бразилии после 1980 г. были построены следующие гидроузлы с плотинами с железобетонным экраном: Сегредо (145 м, 1992 г.); Шинго (150 м, 1994 г.); Ита (125 м, 1999 г.); Итапеби (120 м, 2002 г.); Машадиньо (125 м, 2002 г.); Кэбра-Кэйшо (75 м, 2003 г.); Барра Гранде (185 м, 2005 г.); Кампос Новос (200 м, 2007 г.). Еще четыре плотины находятся в стадии строительства. В процессе возведения указанных выше плотин многие технические и технологические решения были усовершенствованы, а сама конструкция плотины стала практически типовой. В качестве такой

плотины можно привести пример возведенной в 2005 г. плотины Барра Гранде (рис. 5).

ГЭС Бара Гранде возведена в штате Санта Катарина на р. Пелотас, притоке р. Уругвай. Строительство осуществлялось с 2001 по 2005 г. В составе сооружений гидроузла: каменнонабросная плотина с железобетонным экраном высотой 185 м; поверхностный береговой водосброс с шестью пролетами, оборудованный затворами 15 х20 м, пропускающий расход 2180 м^3/с; два водосбросных туннеля (15×17 м) для пропуска строительных расходов; водоприемник, три напорных водовода и здание ГЭС с тремя гидроагрегатами по 236 МВт.

Плотина шириной по гребню 10 м расположена в узкой долине с крутыми бортами с соотношением длины по гребню к высоте 3,65. Основание и борта долины в створе плотины сложены осадочными и вулканическими породами, в основном базальтами. Наклон бортов близок к 45°. Общий объем плотины 12 млн. м^3.

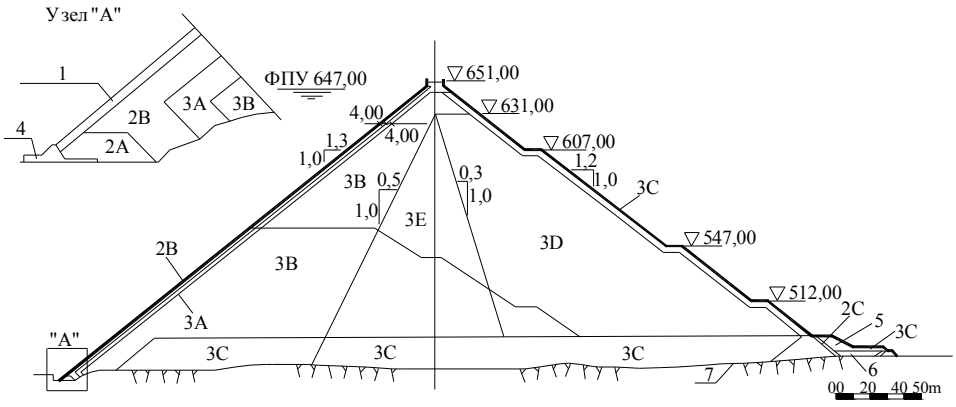


Рис. 5. Поперечное сечение плотины Барра Гранде:
1 – железобетонный экран; *2А* – переходная зона, фракции ≤2,5 см; *2В* – переходная зона, фракции ≤10 см; *2С* – переходная зона, фракции ≤20 см; *3А* – горная масса, фракции ≤40 см; *3В* – горная масса, фракции ≤80 см; *3С* – горная масса, фракции ≤160 см; *3D* – горная масса, фракции ≤160 см; *3Е* – горная масса, фракции ≤100 см; *4* – опорная бетонная плита; *5* – сапролиты, укладка насухо; *6* – сапролиты, отсыпка в воду; *7* – скала основания; *8* – 1-ая очередь плотины

Уклон верхового откоса плотины 1:1,3, низового откоса между бермами 1:1,2. Переходные зоны 2А и 2В уложены слоями 0,5 м. Зоны упорной призмы 3В и 3D с верховой стороны и в центре плотины укладывали слоями 1 м с поливом водой из расчета 200 л/м^3. Зоны 3С и 3 D в низовой части упорной призмы возведены слоями 1,6 м. Средний коэффициент пористости наброски составил 0,24 при среднем значении веса 22,1 кН/м^3. Компрессионные испытания показали значение прочности наброски 90 МПа.

Подэкрановый выравнивающий слой выполнен из бетонных бордюрных продольных блоков с расходом цемента 50 кг/м^3. Экран, имеющий площадь 108 тыс. м^2 разрезан в вертикальном направлении на полосы шириной по 16 м. Все швы имеют медные шпонки. В зоне растяжения у береговых примыканий шпонки выполнены из ПВХ с покрытием мастикой. Периметральный шов между опорной плитой и экраном имеет две шпонки – медную и из ПВХ, покрытую мастикой. Толщина бетонного экрана *t* изменяется от 0,3 м у гребня до 1,0 м у основания в соответствии с соот-

ношением $t = 0,3 + 0,002\,H$ (до высоты 100 м), а выше по выражению $t = 0,005\,H$. Армирование на нижних 20 м экрана было принято равным 0,5% в обоих направлениях. Выше горизонтальное армирование составило 0,3%, а вертикальное – 0,4%.

Однако, несмотря на масштабное строительство плотин с железобетонными экранами развернувшееся в разных странах, необходимо отметить, что до настоящего времени при возведении сверхвысоких плотин этого типа еще не удалось полностью избежать такого их недостатка, как возможности появления трещин в плитах бетонного экрана в связи со смещением плит из-за неравномерных деформаций крупнообломочных грунтов упорной призмы. Анализ причин появления трещин в бетонных экранах плотин Тианшенгкиао (178 м), Кампос Новос (202 м), Бара Гранде (185 м) и других позволил бразильским инженерам разработать и предложить решения для локализации процессов трещинообразования. Эти меры включают в частности укладку каменной наброски еще более тонкими слоями (0,6-0,8 м) по сравнению с действующей практикой и уплотнение более тяжелыми катками (до 25 т) за 12 и более проходов с целью достижения максимально возможного уплотнения. Рекомендовано расширение зоны наибольшего уплотнения каменной наброски со стороны верхнего бьефа до двух третей от площади поперечного сечения упорной призмы. Признано обязательным применение увлажнения наброски водой в количестве не менее 200 л/м^2. Железобетонный экран рекомендовано проектировать с деформируемыми вертикальными швами со шпонками усовершенствованных конструкций из деформируемых, но не разрушающихся материалов. Толщу плит экрана целесообразно увеличить в центральной части по сравнению со всей плитой для повышения сопротивления сжатию. В значительной мере указанные предложения были реализованы при строительстве плотины Шуибуйа, успешное возведение которой доказало возможность возведения и более высоких плотин. В настоящее время уже ведется проектирование плотин Бандуо (250 м, КНР) и Баша (270 м, Пакистан). Реальным становится строительство плотин с железобетонными экранами высотой до 300 м.

Экономически целесообразный гидроэнергетический потенциал Бразилии в настоящее время использован примерно на 30%. Учитывая рост потребности в электроэнергии на перспективу в связи с быстрым общим ростом экономики страны, который до кризиса составлял 5 – 7% в год, в Бразилии продолжают строить и проектировать новые ГЭС. Общее количество новых гидроузлов оценивается примерно в 700 объектов при суммарной мощности около 37000 МВт. В настоящее время 91 ГЭС находится в стадии проектирования и строительства, что увеличит в ближайшем будущем установленную мощность еще на 14400 МВт. Среди намеченных к строительству имеются три особенно крупных проекта – комплексы Бело Монте на реке Мадейра и на реке Тапажоз [1, 5].

Комплекс Бело Монте расположен на севере Бразилии в штате Пара на реке Шингу и имеет установленную мощность 11182 МВт. Комплекс включает две основные плотины – Пиментал и Бела Виста. Их строительство начнется в конце 2009 года.

Комплекс на р. Мадейра строят на северо-западе Бразилии в штате Акре вблизи границы с Боливией. Комплекс будет иметь четыре ГЭС, две на бразильской территории – Санто Антонио (3150 МВт) и Жирау

(3300 МВт); третья на границе с Боливией – Гуажара Мирим (3000 МВт) и последняя на территории Боливии – Качуэла Эсперанца (800 МВт). Общая мощность комплекса 10250 МВт. Строительство Санто Антонио уже началось. Начало строительства ГЭС Жирау было запланировано на 2-й квартал 2009 г.

Комплекс на реке Тапажос должен быть построен на севере страны в штате Пара на реках Тапажос и Жаманшим. Он будет включать 5 ГЭС: Сан Луис до Тапажос (6133 МВт); Жатоба (2338 МВт); Кашоэйра до Каи (802 МВт); Жаманшим (881 МВт) и Кашоэйра дос Патос (528 МВт), при общей мощности 10682 МВт.

Выводы

Бразилия – одна из самых больших в мире стран по территории и населению, обладает многоводными реками и огромным гидроэнергетическим потенциалом. Страна играет значительную роль в современном гидроэнергетическом строительстве, занимая в настоящее время 2-ое место в мире по установленной мощности ГЭС. В Бразилии построен ряд гидроузлов с плотинами, входящими в перечень самых больших в мире. Благодаря прекрасным природным условиям и большому еще мало использованному гидроэнергетическому потенциалу, а также высококвалифицированному корпусу инженеров, проектировщиков и строителей, Бразилия имеет исключительные возможности для дальнейшего развития этого вида экологически чистого и возобновляемого источника энергии, комплексно решая при этом вопросы водопользования, которые со временем становятся более важными для общества.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **E. Maurer.** The Brazilian Committee on Dams welcomes ICOLD to Brasilia. H&D. Vol. 16. Issue 3. 2009.

2. **В. А. Пехтин**. Итоги работы 23-го Конгресса и 77-го Ежегодного собрания Международной Комиссии по большим плотинам // Гидротехническое Строительство. №9. 2009 г.

3. **Большая** Советская Энциклопедия (БСЭ). Бразилия. 1970 г.

4. **World** Atlas and Industry Guide 2008. H&D. Brazil.

5. **ICOLD-CBDB**. Main Brazilian Dams III. Design. Construction and Performance. 2009.

6. **ICOLD**. Highlights of Brazilian dam engineering. CBDB. Second edition. 2006.

7. **В. Г. Радченко, Е. В. Курнева, Ю. Г. Ротченко**. Современные технологии строительства каменнонабросных плотин с железобетонными экранами // Гидроэнергетическое строительство. №10. 2007.

8. **Xu Zeping**. Performance of the Zipingpu CFRD H&D. Vol. 16. Issue 3. 2009.

9. **China** shares experience and lessons from the Wenchuan earthquake. H&D. Vol. 16. Issue 3. 2009.

10. **J. Antunes Sobrinho, A. E. Sardinha, etc**. Development aspects of CFRD in Brazil. J. Barry Cooke Volume. Concrete Face Rockfill Dams. Beijing. 2000.

11. **B. Materon, R. T. Mori**. Construction features of CFRD in Brazil. J. Barry Cooke Volume. Concrete Face Rock fill Dams. Beijing. 2000.

12. **BCOLD.** Main Brazilian Dams. Design. Construction and Performance. 1982.

13. **P. Marques Filho, N. L. de S. Pinto**. CFRD dam characteristics learned from experience. H&D. Vol. 12. Issue 1. 2005.

14. **N. L. de S. Pinto**. The design and construction of extra high CFRDs. H&D. Vol. 16. Issue 3. 2009.

Method for settlement regulation of heavy structures consolidated in water-bearing stratum of non-rock weakly permeable soils. *Zhilenkov V.N.*[1], *Belkova I.N.*[2] // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 256. P.10-22.

1 table, 5 illustrations, 4 references.

Proposed was the method for settlement regulation of heavy structures. The method is based on local drainage of the foundation in the zone opposite to the structure heeling. The efficiency has been confirmed by the example of numerical simulation of settlements of the reactor section of the Leningrad Nuclear Power Plant.

Key words: water-bearing stratus, structures consolidation, settlements, heeling, water-saturated, weakly permeable, non-rock soils, electroosmosis.

[1]Phone: (812) 535-50-04

[2]Phone: (812) 535-21-46, E-mail: bel@ground.vniig.ru

«B.E. Vedeneev VNIIG» Inc. 21, Gzhatskaya st., Saint-Petersburg, 195220.

Seepage strength assessment of embankment dam with antiseepage facilities in the body and foundation. *Ischenko A.V.*[1], *Vishnevsky V. V.*[2], *Kosichenko M.Yu.*[3] // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 256. P.23-32.

2 tables, 2 illustrations, 8 references.

Suggested was the method to calculate the seepage strength of embankment dams with weakly permeable core and antiseepage curtain in the foundation. The results of seepage strength calculations are given by the example of rockfill-embankment dam of Yumaguzinsk reservoir for evaluated and abnormal conditions of dam operation.

Key words: embankment dam, seepage strength, antiseepage facilities.

[1]Phone: (8635) 22-26-96, E-mail: ishenko1954@mail.ru

[2]Pnone: (8635) 22-26-96, E-mail: wisch@mail.ru,
FGOU VPO NGMA, 111, Pushkinskaya st., Novocherkassk, 346428

[3]Phone: (8635) 22-57-09,
GOU VPO «South-Russian State Tech. University»,
132, Procvescheniya st., Novocherkassk, 346428.

Assessment of clay soils repacking degree in natural bedding. *Ermolaeva A.N.*[1], *Vekshina T.Yu.*[2], *Zasorina O.A.*[3] // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 256. P. 33-41.

2 tables, 4 illustrations, 11 references.

A new method of clay soils repacking degree in natural bedding, based on determination of equilibrium values of density and pressure has been developed. The method permits to decrease cost, labor intensiveness and period of assessment of clay soils repacking degree, to enlarge the determining interval of pre-consolidation pressures and to increase the determination accuracy of this characteristic.

Key words: cohesive soil, preconsolidation pressure, equilibrium density, repacking factor, stresses, Cambrian, Sorbian clays.

[1] Phone: (812) 535-52-36, E-mail: vek@ground.vniig.ru

[2] Phone: (812) 535-38-01, E-mail: vek@ground.vniig.ru

[3] Phone: (812) 535-43-89, E-mail: zasorina@dry.vniig.ru

«B.E. Vedeneev VNIIG», Inc. 21, Gzhatskaya st., Saint-Petersburg, 195220.

Exploration seismology of dam foundation in cryolite zone on the first exploration stage. *Voronkov O.K.*[1], *Motorin G.A.*[2], *Ushakova L.F.*[3], *Kholodova A.V.*[4] // Izvetiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 256. P. 42-50.

1 table, 3 illustrations, 4 references.

Presented are the method and results of exploration seismology of rock foundations on the alternative dam site of Nizhne-Timptonsk HPP. Determined were quaternary deposit thicknesses, weathering zone and massif relief (with evaluation of removal area value). Found out were the zones of crack soils in rock massif, assessed were the strain characteristics of rocks. Assessed were the values of intercrystalline porosity and 3D massif cracking by the results of ultrasonic investigations.

Key words: cryolite zone, rock dam foundation, explorations, ultrasonic investigations, exploration seismology, solution of engineering-geological tasks.

[1] Phone: (812) 535-51-04, E-mail: lori@ground.vniig.ru

[2] Phone: (812) 535-51-04, E-mail: lori@ground.vniig.ru

[3] Phone: (812) 535-51-04, E-mail:lori@ground.vniig.ru

«B.E. Vedeneev VNIIG» Inc. 21, Gzhatskaya st., Saint-Petersburg, 195220.

[4] Phone: (812) 442-84-95; E-mail: mail@ngg.ru

«Neftegasgeodeziay», 15 A, Utkin pr., Saint-Petersburg, 195112.

Formation of cryogenic structure of rock massif under influence of river valley evolution. *Krivonogova N.F.*[1] // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 256. P. 51-59.

1 illustration, 4 references.

Presented are the main regularities of cryogenic structure of rock massifs in the valleys of large rivers. By the example of Kolimsk HPP dam foundation there has been substantiated engineering-geological zoning of the dam foundation by soil state and properties: cracking, ice content, ice saturation, cryogenic decompaction.

Key words: cryolite zone, rocks, cryogenic structure, cracking, ice saturation, cryogenic disintegration, engineering-geological assessment.

[1] Phone: (812) 535-88-90, E-mail: knf@ground.vniig.ru

«B.E. Vedeneev VNIIG» Inc., 21, Gzhatskaya, Saint-Petersburg, 195220.

Study of stressed-strained state of embankment dams with non-soil antiseepage facilities. *Glagovsky V.B.*[1], *Radchenko V.G.*[2], *Kurneva E.V.*[3] // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 256. P. 60-71.

7 illustrations, 15 references.

Given are the analysis results of world experience on construction of high rockfill dams with reinforced concrete faces and asphalt-concrete core-walls; evaluation substantiation results of stability and strength of Gotsiatlinsk HPP embankment dam with asphalt-concrete face under static and dynamic impacts as well as stressed-strained states of the system "structure – foundation".

Key words: rockfill dams, antiseepage facilities, reinforced concrete face, asphalt-concrete core-wall, asphalt-concrete face, stressed-strained state.

[1] Phone: (812) 535-98-43, E-mail: glag@vniig.ru

[2] Phone: (812) 535-98-42, E-mail: radchenko@ground.vniig.ru

[3] Phone: (812) 535-98-53, E-mail:korneva@ground.vniig.ru

«B.E. Vedeneev VNIIG» Inc., 21, Gzhatskaya st., Saint-Petersburg, 195220.

Investigation of hydro-geological situation during pit building for the 1-st power unit of Leningradsk NPP-2. *Solsky S.V.*[1], *Samofalov D.P.*[2], *Bulganin E.V.*[3], *Golovina M.P.*[4] // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 256. P. 72-80.

2 tables, 5 illustrations.

Presented are the results of in-situ surveys for dynamics of underground water during pit building for the 1-st power unit of Leningradsk NPP-2, analysis of monitoring data results, field experiments on assessment of pumping influence on underground water heads and analytical evaluations. There have been given the recommendations on efficient correction of design solutions, cost decrease of construction works and elimination of the design realization period.

Key words: head water-bearing horizon, underground water, pit sunk to great depth, seepage rebound, relief wells, regime surveillances, hydraulic connection, experimental pumping.

[1] Phone: (812) 535-88-85, E-mail: solsk@dry.vniig.ru
[2] Phone: (812) 535-20-46, E-mail: samofalov@dry.vniig.ru
[3] Phone: (812) 534-12-58, E-mail: ebulganin@proektvodstroi.ru
[4] Phone; (812) 535-52-36, E-mail: golovina@dry.vniig.ru
«B.E. Vedeneev VNIIG» Inc., 21, Gzhatskaya st., Saint-Petersburg, 195220.

Substantiation of means to provide safety of landslip dangerous slope *Solsky S.V.*[1], *Krivonogova N.F.*[2], *Savelyeva Yu.Yu.*[3], *Svitelskaya L.I.*[4], *Petrov D.V.*[5], *Bulganin E.V.*[6] // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 256. P. 81-88.

1 table, 2 illustrations, 5 references.

There has been developed a complex of anti-landslip measures to provide stability of potentially landslip dangerous slope during construction and operation of the transit site of gas pipeline across the river Malaya Severnaya Dvina. The measures have been developed on the base of the results of engineering-geological investigations, seepage evaluations and slope stability calculations.

Key words: gas-main pipelines, landslip dangerous bank slope, anti-landslip measures, attending drainage, upland and drainage ditches, geo-synthetic protective-filtering material.

[1] Phone: (812) 535-88-85, E-mail: solsk@dry.vniig.ru
[2] Phone: (812) 535-88-90, E-mail: knf@ ground.vniig.ru
[3] Phone: (812) 535-26-46, E-mail: savelieva@dry.vniig.ru
[4] Phone: (812) 535-88-90, E-mail: svit@ ground.vniig.ru
«B.E. Vedeneev VNIIG» Inc., 21, Gzhatskaya st., Saint-Petersburg, 195220.
[5] Phone: (812) 494-72-10, E-mail: DPetrov@proektvodstroi.ru
[6] Phone: (812) 494-72-10, E-mail: ebulganin@proektvodstroi.ru
«NPK Projectvodstroi», 21, Gzhatskaya st., Saint-Petersburg, 195220.

State assessment of Bilibinsk NPP hydroengineering structures *Krivonogova N.F.*[1], *Belkova I.N.*[2], *Sozinova T.A.*[3], *Svitelskaya L.I.*[4], *Vilkevitch E.V.*[5], *Fedorov D.K.*[6] // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 256. P. 89-96.

3 illustrations, 8 references.

Assessed was the state of Bilibinsk NPP hydroengineering structures for 25-year operation period on the base of geo-physical studies, visual and instrumentation surveys, analysis of seepage regime and seepage soil strength of dam body and foundation, results of thermo-metric surveys. Executed were evaluation researches of stability for embankment dam slopes, stress-strain state of the system “dam – foundation” under

impact of static and seismic forces. It was determined that the state of hydroengineering structures is constrained by workability.

Key words: hydrosystem, dam, engineering-geological, geo-cryological conditions, long-term frozen rocks, talik zones, drainage systems, slopes stability.

[1] Phone: (812) 535-88-90, E-mail: knf@ground.vniig.ru
[2] Phone: (812) 535-21-46, E-mail: bel@ground.vniig.ru
[3] Phone: (812) 535-21-46, E-mail: cta@ground.vniig.ru
[4] Phone: (812) 535-88-90, E-mail: svit@ground.vniig.ru
[5] Phone: (812) 535-60-33, E-mail: vilkevich@ground.vniig.ru
[6] Phone: (812) 535-88-90, E-mail: fedako@mail.ru
«B.E. Vedeneev VNIIG» Inc., 21, Gzhatskaya st., Saint-Petersburg, 195220.

Research of dynamic characteristics of Sayano-Shushensk HPP dam vibrations. *Kuzmenko A.P.*[1], *Saburov V.S.*[2] // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 256. P. 97-105.

6 illustrations, 5 references.

Results of data recording and processing of Sayano-Shushensk HPP dam dynamic characteristics using special method demonstrating the engineering state of the dam during inspection have been presented. Investigations were carried out taking into account the impact of operational dynamic loads and micro-seismic noises.

Key words: dam, engineering-seismometric inspection, dynamic characteristics, strains, shifts, wave travelling parameter.

[1] Phone: (34673) 59-075, E-mail: kap@uriit.ru
Yugorsk NII of Information Technologies, 151, Mira st., Khanti-Mansiysk, 628011.
[2] Phone: (home) (383) 348-62-29
«Siberian Costruction Systems» Inc., 20, Nikitina st., Novosibirsk, 630009.

Hydraulic studies of shaft spillway with polygonal cross-section. *Guryev A.P.*[1] // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 256. P. 106-116.

2 tables, 5 illustrations, 6 references.

By the example of Dgedra hydrosystem spillway operation there have been considered the hydraulic investigation results of shaft spillway with polygonal cross-section: capacity in the full range of spillway possible discharges; hydraulic regimes of shaft operation; pressure distribution on the head of water intake whirlpool and by height of shaft groove. Evaluation dependences have been received to determine the capacity of shaft spillway with polygonal cross-section.

Key words: shaft spillway, polygonal shaping, capacity, hydraulic regimes.

[1] Phone: (495) 976-21-56
MGUP, 19, Pryanishnikova st., Moscow, 127550.

Application of air laser scanning technique in investigation for hydro-power construction. *Gerasimova S.G.*[1], *Gyrgidov A.A.*[2], *Ivanov T.S.*[3] // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 256. P. 117-124.

6 illustrations, 3 references.

It has been given the application example of air laser scanning to simulate a digital relief model and calculate area and volume of Kankunsk HPP reservoir. Compared were the results of laser scanning with calculations fulfilled by traditional method of topographic map processing.

Key words: Kankunsk HPP, reservoir, air laser scanning, laser radar, digital relief model, topographic mapping, geo-information systems.
[1] Phone: (495) 781-73-40, extension number 2170,
E-mail: svetlana_gerasimova@geokosmos.ru
NPP «Geocosmos», 2/9 building 4, Gamsonovsky per., Moscow, 115191
[2] Phone: (812) 535-88-71, E-mail: argir@hydro.vniig.ru
[3] Phone: (812) 534-06-39, E-mail: ivanovtim@gmail.com
«B.E. Vedeneev VNIIG» Inc., 21, Gzhatskaya st., Saint-Petersburg, 195220.

On influence of coarse filler on hydroengineering concrete destruction. *Rtischev A.D.* [1], *Sulimov V.S.* [2] // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 256. P. 125-136.
6 tables, 6 illustrations, 5 references.

Considered were the experimental full charts of strain for sand concrete and concrete with maximum coarseness of filler equal to 20 mm and weight moisture equal to 2.0 – 2.2%. Specific features of destruction for both types of concrete have been determined on the base of the analysis of stress-strain state of tested samples at the moment of macro-cracks appearance. There have been received data about influence of coarse filler on concrete destruction.
Key words: concrete, stress, strain, strength, local destruction, pre-destruction zone, macro-crack, destruction.
[1] Phone: (812) 459-99-50, E-mail: a.rtischev@adamant.ru
Scientific-Production Company LTS-PLAST, 13, Mineralnaya st., Saint-Petersburg.
[2] Тел.: (812) 535-26-39
«B.E. Vedeneev VNIIG» Inc., 21, Gzhatskaya st., Saint-Petersburg, 195220.

Hydropower of Brazil – basis for power industry of the counry. *Pekhtin V.A.*[1], *Bellendir E.N.* [2], *Radtchenko V.G.* [3] // Izvestiya B.E. Vedeneev VNIIG. 2009. V. 256. P. 137-148.
3 tables, 5 illustrations, 14 references.

Given is the information on hydropower state in Brazil which takes the 3-d place on hydropower resource reserves, 2-d – on the installed capacity of hydraulic generators, 4-th – on power generation at HPP per head. Generation at HPP in relation to the total power generation is 76,6%. In Brazil the power of 24 HPPs is more than 1000 MW. At the present time 91 HPPs are constructing, and in future it is planning to build 739 objects with total power of 37000 MW.
Key words: Brazil, hydropower, dam.
[1] Phone: (495) 692-93-13, E-mail: edinstvo@inbox.ru
State Duma of RF, 1, Okhotny ryad st., Moscow, 103265
[2] Phone: (812) 535-28-07, E-mail: uprav@vniig.ru
[3] Phone: (812) 535-98-42, E-mail: radchenko@ground.vniig.ru
«B.E. Vedeneev VNIIG» Inc., 21, Gzhatskaya st., Saint-Petersburg, 195220.

Способ регулирования осадок тяжелых сооружений, фундируемых в водоносной толще нескальных слабопроницаемых грунтов. *Жиленков В.Н.*[1], *Белкова И.Н.*[2] // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2009. Т. 256. С. 10-22.

Табл. 1, илл. 5, библиогр. 4.

Предложен способ регулирования осадок тяжелых сооружений, основанный на локальном дренировании основания в зоне, противоположной крену сооружения. Эффективность подтверждена примером численного моделирования осадок реакторного отделения Ленинградской атомной станции. Разработано устройство для оперативного контроля осадок сооружения

Ключевые слова: *водоносная толща, фундирование сооружений, осадки, крены, водонасыщенные, слабопроницаемые, нескальные грунты, электроосмос.*

[1] Тел.: (812) 535-50-04

[2] Тел.: (812) 535-21-46, E-mail: bel@ground.vniig.ru

ОАО«ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21

Оценка фильтрационной прочности грунтовой плотины с противофильтрационными устройствами в теле и основании. *Ищенко А.В.*[1], *Вишневский В.В.*[2], *Косиченко М.Ю.*[3] // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2009. Т. 256. С. 23-32.

Табл. 2, илл. 2, библиогр. 8.

Предложена методика расчета фильтрационной прочности грунтовых плотин с малопроницаемым ядром и противофильтрационной завесой в основании. Приведены результаты расчетов фильтрационной прочности на примере каменно-земляной плотины Юмагузинского водохранилища для расчетных и нештатных условий эксплуатации плотины.

Ключевые слова: *грунтовая плотина, фильтрационная прочность, противофильтрационные устройства.*

[1] Тел.: (8635) 22-26-96, E-mail: ishenko1954@mail.ru

[2] Тел.: (8635) 22-26-96, E-mail: wisch@mail.ru,
ФГОУ ВПО НГМА, 346428, г. Новочеркасск, ул. Пушкинская, 111

[3] Тел.: (8635) 22-57-09, ГОУ ВПО «Южно-Рос. гос. техн. Университет»,
346428, г. Новочеркасск, ул. Просвещения, 132

Оценка степени переуплотнения глинистых грунтов в природном залегании. *Ермолаева А. Н.*[1], *Векшина Т.Ю.*[2], *Засорина О.А.*[3] // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2009. Т. 256. С. 33-41.

Табл. 2, илл. 4, библиогр. 11.

Разработан новый способ оценки степени переуплотнения глинистых грунтов в природном залегании, основанный на определении равновесных значений плотности и давления. Способ позволяет снизить стоимость, трудоемкость и длительность оценки степени переуплотнения глинистых грунтов, расширить определяемый интервал давлений предуплотнения и повысить точность определения этой характеристики.

Ключевые слова: *связный грунт, давление предуплотнения, равновесная плотность, коэффициент переуплотнения, напряжения, кембрийские, вендские глины.*

[1] Тел.: (812) 535-52-36, E-mail: vek@ground.vniig.ru
[2] Тел.: (812) 535-38-01, E-mail: vek@ground.vniig.ru
[3] Тел.: (812) 535-43-89, E-mail: zasorina@dry.vniig.ru
ОАО«ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21

Сейсморазведка основания плотины в криолитозоне на начальной стадии изысканий. *Воронков О.К.*[1], *Моторин Г.А.*[2], *Ушакова Л.Ф.*[3], *Холодова А.В.*[4] // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева 2009. Т. 256. С. 42-50.

Табл. 1, илл. 3, библиогр. 4.

Изложены методика и результаты сейсморазведочных исследований скального основания на альтернативном створе Нижне-Тимптонской ГЭС. Определены мощности четвертичных отложений, зон выветривания и разгрузки массива (с оценкой величины зоны съема). Выявлены зоны трещиноватых пород в скальном массиве, оценены деформационные характеристики пород. Выполнена оценка значений межкристаллической пористости и объемной трещиноватости массива по результатам ультразвуковых исследований.

Ключевые слова*: криолитозона, скальное основание плотины, изыскания, ультразвуковые исследования, сейсморазведка, решение инженерно-геологических задач.*

[1] Тел.: (812) 535-51-04, E-mail: lori@ground.vniig.ru
[2] Тел.: (812) 535-51-04, E-mail: lori@ground.vniig.ru
[3] Тел.: (812) 535-51-04, E-mail:lori@ground.vniig.ru
ОАО«ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21
[4] Тел.: (812) 442-84-95; E-mail: mail@ngg.ru
ООО «Нефтегазгеодезия», 195112, Санкт-Петербург, Уткин пр., 15, литера А

Формирование криогенного строения массива скальных пород под влиянием развития долины реки. *Кривоногова Н.Ф.*[1] // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2009. Т. 256. С. 51-59.

Илл. 1, библиогр. 4.

Приведены основные закономерности криогенного строения массивов скальных пород в долинах крупных рек. На примере основания плотины Колымской ГЭС обоснована инженерно-геологическая зональность основания плотины по состоянию и свойствам пород: трещиноватости, льдистости, льдонасыщенности, криогенного разуплотнения.

Ключевые слова: *криолитозона, скальные породы, криогенное строение, трещиноватость, льдонасыщенность, криогенная дезинтеграция, инженерно-геологическая оценка.*

[1] Тел.: (812) 535-88-90. E-mail: knf@ground.vniig.ru
ОАО«ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21

Исследование напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин с негрунтовыми противофильтрационными устройствами. *Глаговский В.Б.*[1], *Радченко В.Г.*[2], *Курнева Е.В.*[3] // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2009. Т. 256. С. 60-71.

Илл. 7, библиогр. 15.

Приведены результаты анализа мирового опыта создания высоких каменнонабросных плотин с железобетонными экранами и асфальтобетонными дифрагмами; результаты расчетных обоснований устойчивости и прочности грунтовой плотины Гоциатлинской ГЭС с асфальтобетонным экраном при статических и динамических воздействиях, а также напряженно-деформированного состояния системы сооружени– основание.

Ключевые слова: *каменнонабросные плотины,противофильтрационные устройства, железобетонный экран, асфальтобетонная диафрагма, асфальтобетонный экран, напряженно-деформированное состояние.*

[1] Тел.: (812) 535-98-43, E-mail: glag@vniig.ru
[2] Тел.: (812) 535-98-42, E-mail: radchenko@ground.vniig.ru
[3] Тел.: (812) 535-98-53, E-mail:korneva@ground.vniig.ru
ОАО«ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21

Исследование гидрогеологической обстановки при строительстве котлована 1-го энергоблока Ленинградской АЭС-2. *Сольский С.В.*[1], *Самофалов Д.П.*[2], *Булганин Е.В.*[3], *Головина М.П.*[4]// Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева 2009. Т. 256. С. 72-80.

Табл. 2, илл. 5.

Представлены результаты натурных наблюдений за динамикой подземных вод во время производства работ по устройству котлована 1-го энергоблока Ленинградской АЭС-2, анализа материалов мониторинга, полевых экспериментов по оценке влияния откачек на напоры подземных вод и аналитических расчетов. Даны рекомендации по оперативной корректировке проектных решений, удешевлению строительных работ и сокращению сроков реализации проекта.

Ключевые слова: *напорный водоносный горизонт, подземные воды, котлован глубокого заложения, фильтрационный выпор, разгрузочные скважины, режимные наблюдения, гидравлическая связь, опытные откачки.*

[1] Тел.: (812) 535-88-85, E-mail: solsk@dry.vniig.ru
[2] Тел.: (812) 535-20-46, E-mail: samofalov@dry.vniig.ru
[3] Тел.: (812) 534-12-58, E-mail: ebulganin@proektvodstroi.ru
[4] Тел.: (812) 535-52-36, E-mail: golovina@dry.vniig.ru
ОАО«ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21

Обоснование мероприятий по обеспечению безопасности оползнеопасного склона. *Сольский С.В.*[1], *Кривоногова Н.Ф.*[2], *Савельева Ю.Ю.*[3], *Свительская Л.И.*[4], *Петров Д.В.*[5], *Булганин Е.В.*[6] // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева 2009. Т. 256. С. 81-88.

Табл. 1, илл. 2, библиогр. 5.

Разработан комплекс противооползневых мероприятий для обеспечения устойчивости потенциально оползнеопасного склона в период строительства и эксплуатации участка перехода газопровода через р. Малая Северная Двина на основании результатов инженерно-геологических изысканий, фильтрационных расчетов и расчетов устойчивости склона.

Ключевые слова: *магистральные газопроводы, оползнеопасный береговой склон, противооползневые мероприятия, сопутствующий дренаж, нагорная и водоотводящие канавы, геосинтетический защитно-фильтрующий материал.*

[1] Тел.: (812) 535-88-85, E-mail: solsk@dry.vniig.ru
[2] Тел.: (812) 535-88-90, E-mail: knf@ ground.vniig.ru
[3] Тел.: (812) 535-26-46, E-mail: savelieva@dry.vniig.ru

[4] Тел.: (812) 535-88-90, E-mail: svit@ ground.vniig.ru
ОАО«ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21
[5] Тел.: (812) 494-72-10, E-mail: DPetrov@proektvodstroi.ru
[6] Тел.: (812) 494-72-10, E-mail: ebulganin@proektvodstroi.ru
ООО «НПК Проектводстрой», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21

Оценка состояния гидротехнических сооружений Билибинской АЭС. *Кривоногова Н.Ф.*[1], *Белкова И.Н.*[2], *Созинова Т.А.*[3], *Свительская Л.И.*[4], *Вилькевич Е.В.*[5], *Федоров Д.К.*[6] // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева 2009. Т. 256. С. 89-96.

Илл. 3, библиогр. 8.

Выполнена оценка состояния гидротехнических сооружений Билибинской АЭС за 25-летний период эксплуатации на основе геофизических исследований, визуальных и инструментальных наблюдений, анализа фильтрационного режима и фильтрационной прочности грунтов тела и основания плотин, результатов термометрических наблюдений. Проведены расчетные исследования устойчивости откосов грунтовой плотины, напряженно-деформированного состояния системы плотина – основание под воздействием статических и сейсмических сил. Установлено, что состояние гидротехнических сооружений является ограниченно работоспособным.

Ключевые слова: *гидроузел, плотина, инженерно-геологические, геокриологические условия, многолетнемерзлые породы, таликовые зоны, дренажная система, инструментальные, визуальные наблюдения, несущая способность системы, устойчивость откосов.*

[1] Тел.: (812) 535-88-90. E-mail: knf@ground.vniig.ru
[2] Тел.: (812) 535-21-46. E-mail: bel@ground.vniig.ru
[3] Тел.: (812) 535-21-46. E-mail: cta@ground.vniig.ru
[4] Тел.: (812) 535-88-90. E-mail: svit@ground.vniig.ru
[5] Тел.: (812) 535-60-33. E-mail: vilkevich@ground.vniig.ru
[6] Тел.: (812) 535-88-90. E-mail: fedako@mail.ru
ОАО«ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21

Исследования динамических характеристик колебаний плотины Саяно-Шушенской ГЭС. *Кузьменко А.П.*[1], *Сабуров В.С.*[2]// Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2009. Т. 256. С. 97-105.

Илл. 6, библиогр. 5.

Представлены результаты регистрации и обработки данных динамических характеристик плотины Саяно-Шушенской ГЭС специальным методом, отражающим техническое состояние плотины в момент обследования. Исследования проводились с учетом воздействия эксплуатационных динамических нагрузок и микросейсмических шумов.

Ключевые слова: *плотина, инженерно-сейсмометрическое обследование, динамические характеристики, деформации, смещения, параметр бегучести волны.*

[1] Тел.: (34673) 59-075, E-mail: kap@uriit.ru
Югорский НИИ информационных технологий, 628011, г. Ханты-Мансийск, ул. Мира, 151
[2] Тел.: (дом.) (383) 348-62-29, ЗАО «Сибирские строительные системы», 630009, г. Новосибирск, ул. Никитина, 20

Гидравлические исследования шахтного водосброса полигонального поперечного сечения. *Гурьев А.П.*[1] // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева 2009. Т. 256. С. 106-116.

Табл. 2, илл. 5, библиогр. 6.

Рассмотрены на примере работы водосброса гидроузла Джедра результаты гидравлических исследований шахтного водосброса полигонального поперечного сечения: пропускная способность во всем диапазоне возможных расходов водосброса; гидравлические режимы работы шахты; распределение давлений на оголовки водоприемной воронки и по высоте ствола шахты. Получены расчетные зависимости для определения пропускной способности шахтного водосброса полигонального поперечного сечения.

Ключевые слова: *шахтный водосброс, полигональное очертание, пропускная способность, гидравлические режимы.*

[1] Тел.: (495) 976-21-56
МГУП, 127550, Москва, ул. Прянишникова, 19

Применение технологии воздушного лазерного сканирования в изысканиях для гидроэнергетического строительства. *Герасимова С.Г.*[1], *Гиргидов А.А.*[2], *Иванов Т.С.*[3] // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева 2009. Т. 256. С. 117-124.

Илл. 6, библиогр. 3.

Дан пример применения технологии воздушного лазерного сканирования для построения цифровой модели рельефа и расчета площади и объема водохранилища Канкунской ГЭС. Сопоставлены результаты лазерного сканирования и расчетов, выполненных традиционным способом обработки топографических карт.

Ключевые слова: *Канкунская ГЭС, водохранилище, воздушное лазерное сканирование, лазерная локация, цифровая модель рельефа, топографическая съемка, геоинформационные системы.*

[1] Тел.: (495) 781-73-40, доб.2170, E-mail: svetlana_gerasimova@geokosmos.ru
НПП «Геокосмос», 115 191, Москва, Гамсоновский пер., 2/9, кор. 4
[2] Тел.: (812) 535-88-71, E-mail: argir@hydro.vniig.ru
[3] Тел.: (812) 534-06-39, E-mail: ivanovtim@gmail.com
ОАО«ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21

О влиянии крупности заполнителя на деструкцию гидротехнического бетона. *Ртищев А.Д.*[1], *Сулимов В.С.*[2] // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева 2009. Т. 256. С. 125-136.

Табл. 6, илл. 6, библиогр. 5.

Рассмотрены экспериментальные полные диаграммы деформирования для песчаного бетона и бетона с максимальной крупностью заполнителя, равной 20 мм, и весовой влажностью, равной 2,0 – 2,2%. Определены особенности деструкции обоих видов бетонов на основе анализа напряженно-деформированного состояния испытуемых образцов в момент появления макротрещин. Получены данные о влиянии крупного заполнителя на деструкцию бетона и разрушение.

Ключевые слова: *бетон, напряжение, деформация, прочность, локальная деструкция, зона предразрушения, макротрещина, разрушение.*

[1] Тел.: (812) 459-99-50, E-mail: a.rtischev@adamant.ru
Научно-производственная компания ЛТС-ПЛАСТ, Санкт-Петербург, ул. Минеральная, 13
[2] Тел.: (812) 535-26-39
ОАО«ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21

Гидроэнергетика Бразилии – основа электроэнергетики страны. *Пехтин В.А.*[1], *Беллендир Е.Н.*[2], *Радченко В.Г.*[3]// Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева 2009. Т. 256. С. 137-148.

Табл. 3, илл. 5, библиогр. 14.

Приведены сведения о состоянии гидроэнергетики в Бразилии, которая занимает 3-е место по запасам гидроэнергетических ресурсов, 2-е по установленной мощности гидроагрегатов, 4-е по выработке электроэнергии на ГЭС на душу населения. Выработка на ГЭС от общей выработки электроэнергии составляет 76,6%. В Бразилии 24 ГЭС имеют мощность более 1000 МВт. В настоящее время 91 ГЭС находится в стадии строительства, а на перспективу планируется строительство 739 объектов общей мощностью 37000 МВт.

Ключевые слова: *Бразилия, гидроэнергетика, плотины.*

[1] Тел.: (495) 692-93-13, E-mail: edinstvo@inbox.ru
Государственная Дума РФ, 103265, Москва, ул. Охотный ряд, 1
[2] Тел.: (812) 535-28-07, E-mail: uprav@vniig.ru
[3] Тел.: (812) 535-98-42, E-mail: radchenko@ground.vniig.ru
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 195220, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, 21

CONTENTS

Николай Николаевич Павловский……..... 3

Zhilenkov V.N[1], *Belkova I.N.* Method for settlement regulation of heavy structures consolidated in water-bearing stratum of non-rock weakly permeable soils. ……. 10

Ischenko A.V., *Vishnevsky V. V*, *Kosichenko M.Yu.* Seepage strength assessment of embankment dam with antiseepage facilities in the body and foundation. …… 23

Ermolaeva A.N., *Vekshina T.Yu*, *Zasorina O.A.* Assessment of clay soils repacking degree in natural bedding. …….. 33

Voronkov O.K, *Motorin G.A.*, *Ushakova L.F*., *Kholodova A.V*. Exploration seismology of dam foundation in cryolite zone on the first exploration stage. …… 43

Krivonogova N.F. Formation of cryogenic structure of rock massif under influence of river valley evolution. …….. 52

Glagovsky V.B., *Radchenko V.G*., *Kurneva E.V*. Study of stressed-strained state of embankment dams with non-soil antiseepage facilities. ……. 61

Solsky S.V., *Samofalov D.P*., *Bulganin E.V*., *Golovina M.P*. Investigation of hydro-geological situation during pit building for the 1-st power unit of Leningradsk NPP-2. ……... 73

Solsky S.V., *Krivonogova N.F*., *Savelyeva Yu.Yu*., *Svitelskaya L.I.*, *Petrov D.V*., *Bulganin E.V*. Substantiation of means to provide safety of landslip dangerous slope. ……... 82

Krivonogova N.F., *Belkova I.N.*, *Sozinova T.A.*, *Svitelskaya L.I.*, *Vilkevitch E.V*., *Fedorov D.K.* State assessment of Bilibinsk NPP hydroengineering structures. …….. 90

Kuzmenko A.P., *Saburov V.S.* Research of dynamic characteristics of Sayano-Shushensk HPP dam vibrations. ……... 98

Guryev A.P. Hydraulic studies of shaft spillway with polygonal cross-section. …….. 107

Gerasimova S.G., *Gyrgidov A.A.*, *Ivanov T.S.* Application of air laser scanning technique in investigation for hydro-power construction. …….. 117

Rtischev A.D., *Sulimov V.S.* On influence of coarse filler on hydroengineering concrete destruction. ……. 126

Pekhtin V.A., *Bellendir E.N.*, *Radtchenko V.G.* Hydropower of Brazil – basis for power industry of the counry. …… 138

СОДЕРЖАНИЕ

Николай Николаевич Павловский..... 3

Жиленков В.Н., Белкова И.Н. Способ регулирования осадок тяжелых сооружений, фундируемых в водоносной толще нескальных слабопроницаемых грунтов..... 10

Ищенко А.В., Вишневский В.В., Косиченко М.Ю. Оценка фильтрационной прочности грунтовой плотины с противофильтрационными устройствами в теле и основании..... 23

Ермолаева А. Н., Векшина Т.Ю., Засорина А.А. Оценка степени переуплотнения глинистых грунтов в природном залегании..... 33

Воронков О.К., Моторин Г.А., Ушакова Л.Ф., Холодова А.В. Сейсморазведка основания плотины в криолитозоне на начальной стадии изысканий..... 42

Кривоногова Н.Ф. Формирование криогенного строения массива скальных пород под влиянием развития долины реки..... 51

Глаговский В.Б., Радченко В.Г., Курнева Е.В. Исследование напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин с негрунтовыми противофильтрационными устройствами..... 60

Сольский С.В., Самофалов Д.П., Булганин Е.В., Головина М.П. Исследование гидрогеологической обстановки при строительстве котлована 1-го энергоблока Ленинградской АЭС-2..... 72

Сольский С.В., Кривоногова Н.Ф., Савельева Ю.Ю., Свительская Л.И., Петров Д.В., Булганин Е.В. Обоснование мероприятий по обеспечению безопасности оползнеопасного склона..... 81

Кривоногова Н.Ф., Белкова И.Н., Созинова Т.А., Свительская Л.И., Вилькевич Е.В., Федоров Д.К. Оценка состояния гидротехнических сооружений Билибинской АЭС..... 89

Кузьменко А.П., Сабуров В.С. Исследования динамических характеристик колебаний плотины Саяно-Шушенской ГЭС..... 97

Гурьев А.П. Гидравлические исследования шахтного водосброса полигонального поперечного сечения..... 106

Герасимова С.Г., Гиргидов А.А., Иванов Т.С. Применение технологии воздушного лазерного сканирования в изысканиях для гидроэнергетического строительства..... 117

Ртищев А.Д., Сулимов В.С. О влиянии крупности заполнителя на деструкцию гидротехнического бетона..... 125

Пехтин В.А., Беллендир Е.Н., Радченко В.Г. Гидроэнергетика Бразилии – основа электроэнергетики страны..... 137

Перечень организаций, представивших статьи для опубликования в сборнике «Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», т. 256

ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева (Санкт-Петербург)

Геокосмос, НПП (Москва)

ГосударственнаяДума РФ (Москва)

ЛСТ-ПЛАСТ, НПК (Санкт-Петербург)

МГУП – Московскийгосударственныйинститутприродообустройства

НГМА ФГОУ – Новочеркасскаягосударственнаямелиоративная академия

Нефтегеодезия (Санкт-Петербург)

Проектводстрой, НПК (Санкт-Петербург)

Сибирские строительные системы, ЗАО, (г. Новосибирск)

Югорский НИИ информационных технологий (г. Ханты-Мансийск)

Южно-Российский политехнический университет (Новочеркасский мелиоративный институт) ФГОУ ВПО

ПРАВИЛА ОФОРМЛЕНИЯ РУКОПИСЕЙ СТАТЕЙ, ПРЕДСТАВЛЯЕМЫХ ДЛЯ ОПУБЛИКОВАНИЯ В СБОРНИКЕ НАУЧНЫХ ТРУДОВ «ИЗВЕСТИЯ ВНИИГ им. Б.Е.ВЕДЕНЕЕВА»

Статьи, принимаемые редакционно-издательским советом института для опубликования в сборнике научных трудов «Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», должны включать следующие основные элементы: формулировка целей статьи (постановка задачи); краткий анализ современных достижений по рассматриваемому вопросу; изложение основного материала с анализом полученных результатов; основные выводы, рекомендации для дальнейшего использования полученных результатов исследований.

Объем статьи не должен превышать 10 страниц (из расчета размещения 1800 знаков на 1 странице), включая текст, рисунки, таблицы, список литературы.

Статья должна сопровождаться краткой аннотацией, перечнем ключевых слов.

Текст статьи должен быть набран на ПЭВМ в текстовом редакторе *Word for Windows.*

Индекс УДК проставляется в левом верхнем углу первой страницы статьи.

Заголовок статьи набирается шрифтом *Arial Cyr* размером 14 пт прописными буквами, без подчеркивания с межстрочным интервалом один.

Ниже, с выравниванием по центру, указываются инициалы, фамилия автора. Все набирается шрифтом размером 11 пт.

Основной текст статьи набирается шрифтом *Times New Roman Cyr* (нормальный) размером 11 пт с абзацным отступом (красная строка) 1 см, с межстрочным интервалом один и выравниванием абзаца по формату.

В нижней части первой страницы (в сноске) статьи приводятся: степень, должность, телефоны, e-mail, название и почтовый адрес организации.

Поля с каждой стороны страницы рассчитывают так, чтобы печатный текст разместился на полосе набора размером 125х225 мм.

Формулы следует выполнять в редакторе формул *Microsoft Equation.*

Русские, греческие буквы набираются прямым шрифтом, латинские – курсивом.

Формулы выравниваются по центру, а их порядковые номера (в круглых скобках) выравниваются по правому краю.

Каждый **рисунок** представляется в виде отдельного файла.

Формат: TIFF, Cdr (CorelDRAW), AL (Adobe Illustrator), xls (Microsoft Exsel).

Тоновые рисунки – PSD, TIFF, JPEG, BMP, разрешение для сканированных фотографий 300 dpi.

Подписи к рисункам набираются шрифтом *Times New Roman Cyr* (нормальный) размером 9 пт с межстрочным интервалом один и выравниванием по центру.

Текст в **таблице** набирается шрифтом размером 10 пт, а в шапке – размером 9 пт.

Слово «Таблица» и ее номер набираются курсивом размером 11 пт и располагаются над заголовком таблицы с выравниванием по правому краю.

Заголовки к таблицам набираются шрифтом *Times New Roman Cyr* (нормальный) размером 10 пт с межстрочным интервалом один и выравниванием по центру без точки в конце заголовка.

Подрисуночные подписи и заголовки таблиц – обязательны.

Список литературы набирается шрифтом размером 9 пт и приводится в конце статьи. **Фамилии авторов** выделяются жирным начертанием.

Порядок источников в списке литературы – по мере упоминания в тексте.

Материал представляется в издательство на дискете 3,5″ или лазерном диске и распечатанным на бумаге (1 экз.).

Для специалистов из сторонних организаций статью необходимо сопроводить письмом с рекомендацией опубликования статьи, с указанием сведений об авторах (фамилия, имя и отчество полностью, место работы, ученая степень, должность, служебный и домашний адреса, номера контактных телефонов, электронная почта).

Статьи направлять в редакционно-издательский совет
ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева» по адресу:
Россия, 195220, С.-Петербург, ул. Гжатская 21, ВНИИГ.
Тел:(812) 535-54-45, Факс: (812) 535-67-20,
E-mail: vniig@vniig.ru; sedova@buch.vniig.ru

Научный редактор *В.Б. Глаговский*
Редактор *Т.С. Артюхина*
Корректор *Т.М. Бовичева*
Компьютерная верстка *Н.Н. Седова*

Подписано к печати 01.12.2009.
Формат 70x108 1/16. Бумага типографская № 1. Печать офсетная.
Печ.л. 10,25. Усл.печ.л. 14,35. Уч.-изд.л. 12,0. Тираж 300. Заказ 12.

Издательство ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева».
Типография ООО «Наша Марка».
195220, Санкт-Петербург, Гжатская ул., 21.