



ГИДРО- ТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

Ежемесячный
научно-технический журнал

УЧРЕДИТЕЛИ:

МИНИСТЕРСТВО ЭНЕРГЕТИКИ РФ,

ОАО «РУСГИДРО»,

АССОЦИАЦИЯ «КОРПОРАЦИЯ ЕЭЭК»,

ЗАО НТФ «ЭНЕРГОПРОГРЕСС»,

НП «НТС ЕЭС»

Основан в 1930 г.

№ 11

ноябрь

2012

Содержание

Проектирование, строительство, эксплуатация

Зерцалов М. Г., Марчук А. Н. Особенности и преимущества технологии алмазной резки и сверления при ремонте и реконструкции гидротехнических сооружений 2

Ноговицын Д. Д., Николаева Н. А., Пинигин Д. Д. Гидролого-гидрохимический режим р. Тимптон по материалам инженерно-экологических изысканий по проекту Канкунской ГЭС. 8

Никишкин В. А. Микроструктура цементного камня и ее влияние на водонепроницаемость и прочность бетона 14

Безопасность гидротехнических сооружений

Фролов Д. И., Щурский О. М., Пименов В. И. Организация и проведение работ по выявлению и сокращению количества бесхозных гидротехнических сооружений и обеспечению их безопасности 18

Расчеты, исследования, эксперименты

Речицкий В. И., Алёшин И. В. Исследования деформационных свойств пород в скважинах на больших глубинах 22

Беккер А. Т., Уварова Т. Э., Помников Е. Е. Расчет ледовой абразии на примере маяков в Ботническом заливе 27

Остякова А. В. Уточнение параметров распределения скорости течения в широких каналах . . . 31

Кантаржи И. Г., Чан Л. З. Воздействие ветровых волн на вертикальную стенку конечной длины 35

Бухарцев В. Н., Ву Мань Хуан Повышение надежности оценки устойчивости бетонных сооружений на нескальном основании против сдвига с поворотом 41

Поздравление Ю. Я. Павшинскому. 47

Дискуссии

Тетельмин В. В. Отклик на статью Э. Г. Газиева “Наклоны горизонтальных сечений Саяно-Шушенской арочно-гравитационной плотины” 48

Газиев Э. Г. Комментарии к отклику В. В. Тетельмина 49

Библиография

Асарин А. Е. Межконтинентальная энциклопедия многолетних колебаний речного стока 53

На обложке – Зейская ГЭС

Особенности и преимущества технологии алмазной резки и сверления при ремонте и реконструкции гидротехнических сооружений

Зерцалов М. Г., Марчук А. Н. доктора техн. наук,
Косолапов А. В., кандидат техн. наук (МГСУ)

Рассматриваются возможности и области применения технологии, основанной на методе алмазной резки и сверления, при ремонте и реконструкции гидротехнических сооружений, а также особенности её использования в гидротехническом строительстве. Показаны её преимущества в сравнении с другими технологиями, рассмотрены вопросы безопасности производства и влияния этой технологии на окружающую среду.

Ключевые слова: алмазная резка, бетон, железобетон, реконструкция, демонтаж, гидросооружения.

Предлагаемая статья является продолжением обсуждения рассмотренной ранее в работах [3] и [4] технологии ремонта и реконструкции гидротехнических объектов, основанной на методе алмазной резки и сверления. В указанных работах выполнен обзор использования рассматриваемой технологии в мировой и отечественной практике гидротехнического строительства и приведена предложенная авторами методика расчёта времени, необходимого для организации технологического процесса в каждом конкретном случае. В данной статье рассмотрены области и особенности применения технологии при ремонте и реконструкции гидротехнических сооружений, её преимущества в сравнении с другими используемыми в практике гидротехнического строительства технологиями. В статье также рассмотрено влияние технологии алмазной резки и сверления на окружающую среду и некоторые вопросы техники безопасности, связанные с её применением.

Широкое применение указанной технологии в различных странах при строительстве и реконструкции инженерных сооружений различного назначения, в том числе и гидротехнических, свидетельствует о её технических и экономических преимуществах по сравнению с ранее используемыми технологиями. Вместе с тем ремонт, реконструкция и демонтаж сооружений, относящихся к различным областям строительства (промышленно-гражданскому, дорожно-транспортному, гидротехническому), имеют свою специфику и особенности, что предъявляет требования к организации технологического процесса с точки зрения производства работ, выбора машин и механизмов, обеспечения производственной и экологической безопасности и т.д.

Принимая это во внимание, при обсуждении использования технологии, основанной на алмазной резке и сверлении, в гидротехническом строительстве необходимо выделить те перспективные об-

ласти, где может быть получен максимальный экономический эффект.

Одним из направлений эффективного использования «алмазной» технологии является увеличение пропускной способности поверхностных водосливов бетонных плотин путём вырезки новых водосливных пролётов в глухих секциях сооружения. По сравнению с методом микровзрывания, используемым в настоящее время для этих целей, технология, основанная на методе алмазной резки и сверления, обладает несомненным преимуществом, гарантируя сохранность монолитности сооружения и обеспечивая гладкую поверхность реза при точном соблюдении геометрических разрезов вырезаемого отверстия.

В качестве примера потенциального использования указанной технологии, можно привести водосливную плотину Рыбинской ГЭС. При ФПУ, согласно справке МЧС, плотина пропускает расход 9 тыс. м³/с, тогда как расход обеспеченностью 1 % составляет 12,2 тыс. м³/с, а расход обеспеченностью 5 % — 10,5 тыс. м³/с. Технология алмазной резки позволяет успешно решить задачу увеличения числа водосливных пролётов, как это было сделано, например, в Австралии при увеличении размеров водосливных пролётов плотины Росс Ривер [3].

Другим направлением эффективного использования технологий на основе метода алмазной резки и сверления является возможность изготовления сквозных отверстий без трещинообразования в массивных гидротехнических сооружениях, по аналогии с плотиной в Северной Калифорнии Folsom [3]. Особенно актуально это в сейсмически активных районах, где может потребоваться изготовление водосбросных глубинных отверстий в бетонных плотинах при необходимости сработки водохранилища ниже ГМО в случае повреждения плотин при землетрясениях. Следует отметить, что 32 гидроэлектростанции России по карте ОСР-97 оказались в зонах повышенной сейсмической ак-

тивности, которая на 2 – 3 балла выше активности, определённой проектом. Аналогичная ситуация может возникнуть и в случае террористических актов или военных действий. Беспокойство по этому поводу ещё в 60-х гг. прошлого столетия высказывал П. С. Непорожний, занимавший в то время пост министра Минэнерго СССР, хорошо знавший ограниченную пропускную способность глубинных водосбросов плотин большинства водохранилищ в случае аварийной их сработки. В то время отсутствовали технологии, позволявшие при необходимости аварийной сработки водохранилища безопасно проделывать в плотинах дополнительные глубинные водосбросные отверстия. Теперь подобные операции с использованием алмазной технологии эффективно выполняются в различных странах, например в США и Японии [3].

Ещё одним направлением широкого использования технологии на основе алмазной резки и сверления может быть нарезка деформационных швов, швов-надрезов, изготовление дренажных отверстий в плотинах из укатанного бетона.

Она также может применяться при реконструкции (наращивании) старых плотин для обеспечения контакта старого бетона с новым путём нарезки зубчатой поверхности.

Очень перспективно применение этой технологии в типовых случаях ремонта кавитационных повреждений на водосливных гранях и отдельных стенках водосливов, пазовых конструкций входных оголовков водосбросных отверстий, элементов гасителей энергии в нижнем бьефе гидротехнических сооружений, лицевого бетона стенок камер шлюзов, а также облицовок откосов каналов. Наглядным примером может служить замена бетонной облицовки канала, снабжающего водой Южную Калифорнию [3].

Кроме того, она может эффективно использоваться при исправлении геометрии “распёртых” блоков, при подгонке в монтаже сборных бетонных элементов, при измерениях напряжений в бетонных массивах методом снятия напряжений, при устройстве ниш и пазух для размещения дополнительной КИА в плотинах и т.п.

Можно указать ещё на ряд ретроспективных примеров, убедительно иллюстрирующих случаи, где технологию, использующую метод алмазной резки сверления, можно было бы применить с большой эффективностью и высоким качеством. Так, в 1962 г. при открытии глубинных водосбросов в секции 53 плотины Братской ГЭС [2] аэрированный поток стал захлёстывать здание ГЭС и подтапливать галерею техводоснабжения. Работающие гидроагрегаты были остановлены. Необходимо было срезать трамплин на носке водослива. Взрывники Гидроспецстроя отказались выполнить эту ра-

боту, опасаясь повредить здание ГЭС. С трудом был найден опытный специалист, который выполнил эту работу мелкими взрывами.

В 1976 г. возникла острая необходимость пусков воды на хлопковые поля Узбекистана из наполняемого водохранилища Токтогульской ГЭС на р. Нарын в Кыргызстане [1]. Однако глубинные водоспуски плотины были уже забетонированы. Спор между республиками пришлось решать Правительству СССР вынужденной мерой — взрыванием пробки глубинного водосброса. Последующее бетонирование этого строительного водосброса осуществлялось в сложных условиях с подавлением фильтрации через трещины.

Вместе с тем применение алмазных технологий в области гидротехнического строительства имеет свою специфику. Анализ зарубежного и отечественного опыта, включая приведённые ранее примеры [3], позволил выявить особенности технологии ремонта и реконструкции гидротехнических объектов с использованием алмазного сверления и резки и её отличие от проведения подобных работ в других отраслях строительства.

Прежде всего это размеры демонтируемых элементов. Геометрические параметры отрезаемых элементов сооружений и конструкций в промышленно-гражданском и других видах строительства, как правило, характеризуются стандартными размерами. При ремонте и реконструкции гидротехнических сооружений демонтируемые элементы

Ремонтные работы	Локальная замена обделок и облицовок гидротехнических туннелей
	Локальная замена лицевого бетона стенок шлюзов и водопроводящих каналов
Реконструкция	Изменение геометрии водоводов в теле плотины
	Прокладка новых водоводов
	Уменьшение высоты водосливов
	Полная замена железобетонной облицовки откосов и днища водопроводящих каналов
Демонтаж	Замена закладных частей механического оборудования гидросооружений
	Демонтаж железобетонных конструкций ГЭС
	Демонтаж мостовых переходов
	Демонтаж стенок шлюзов
	Демонтаж причальных стенок
	Демонтаж механического и гидросилового оборудования



Рис. 1. Вырезка проема в торцевой стене машинного зала (во время работ и после их выполнения)

обычно как по объему, так и по форме в 10 раз и более крупнее. Так, элемент, вырезанный из причальной стенки Яхромского гидроузла, имел размеры 8 м в длину при сечении 2×2 м. Для его демонтажа использовался плавучий кран грузоподъемностью 350 т [3].

Другой специфической чертой, характерной для ремонта и реконструкции гидротехнических сооружений, является ограничение, связанное с периодичностью проведения работ. Например, ремонт водоподпорных сооружений проводится в межпаводковый период, а транспортные гидротехнические сооружения ремонтируются только в период закрытия навигации. Так, замена лицевого бетона с применением алмазной техники на шлюзе № 5 канала им. Москвы осуществлялась с ноября по март, что существенно осложнило производство работ. Климатические условия в этот период были очень неблагоприятными: скорость ветра в шлюзовой камере доходила до 15 м/с при температуре воздуха ниже минус 20 °С [3].

Еще одним характерным для гидротехнических сооружений фактором является то, что, как правило, возможность доступа к месту проведения ремонтных или реконструкционных работ ограничена. Например, при ремонте берегового устоя Кузьминского гидроузла устанавливать технологическое алмазное оборудование было возможно лишь с одной стороны, так как три другие стороны частично или полностью находились в воде.

По этой же причине проблемы часто возникают с выбором кранового оборудования. Выбор модели крана и его грузоподъемности во многих случаях также полностью зависит от конкретных условий доступа к месту демонтажа отрезанных элементов.

Это существенно осложняет производство работ, поскольку требует применения лебедок и талей. Например, в замкнутых ограниченных пространствах.

Необходимость проведения ремонта и реконструкции подводной части гидротехнических сооружений также является их отличительной чертой. При этом технология, основанная на алмазной резке и сверлении, становится более сложной и требует применения специально разработанной техники с гидравлическим приводом рабочего органа, участия водолазной команды и проведения специального контроля выполнения технологических операций.

Ремонт и реконструкция гидротехнических сооружений, обычно массивных и имеющих значительные размеры, связаны с выполнением большого объема работ, что требует использования алмазного оборудования повышенной мощности и большей производительности. При этом насыщенность алмазной техникой на одной захватке также возрастает (до четырех машин на 20 м²). Естественно, такая интенсивная механизация (по сравнению с другими видами строительства) требует дополнительных мероприятий, а соответственно, и затрат для обеспечения соответствующей техники безопасности.

Повышенные требования по сохранению окружающей среды при проведении работ в водоохранной зоне — еще одна отличительная особенность производства работ по ремонту и реконструкции гидротехнических сооружений.

Несмотря на перечисленные технические и организационные проблемы, возникающие при ремонте и реконструкции гидротехнических соору-



Рис. 2. Канатная резка плиты ГА-2 Саяно-Шушенской ГЭС

жений, технология, основанная на методе алмазной резки и сверления, в настоящее время является наиболее предпочтительным, а в некоторых случаях и единственно возможным способом производства работ. Это было наглядно продемонстрировано при ликвидации последствий аварии на Саяно-Шушенской ГЭС, где демонтаж разрушенных гидроагрегатов и конструкций здания гидроэлектростанции проводился в крайне стеснённых условиях, часто при полном отсутствии доступа к месту выполнения технологических операций [4]. В первую очередь для обеспечения сквозного движения техники по машинному залу в его торцевой стене был изготовлен проем 5×5 м (рис. 1). Далее были выполнены работы по демонтажу железобетонных конструкций перекрытий машинного зала на гидроагрегатах (ГА-2, ГА-7 и ГА-8), а также монолитного бетона 9-го яруса на ГА-2. На рис. 2 показана канатная резка плиты машинного зала.

При демонтаже гидроагрегатов была применена технология алмазной резки статора, изготовленного из электротехнической стали, а также кольца и вала ротора.

На ГА-2 выполнялась алмазная канатная резка перекрытия толщиной 800 мм и размерами в плане 33×24 м. Конструкция разрезалась на блоки весом до 15 т. Аналогичные работы выполнялись и на других гидроагрегатах. При демонтаже железобетона на 9-м ярусе бетонирования был применен метод глубинной канатной резки для формирования блоков с размерами основания $2 \times 2,5$ м.

При демонтаже самого гидроагрегата была проведена резка обода статора, состоящего из пакетов 2-миллиметровых металлических пластин электротехнической стали. После этого был разрезан обод

ротора и затем вал ротора (рис. 3). Для этих работ фирма “Цедима”, одна из ведущих компаний по выпуску алмазного инструмента и алмазной техники, специально разработала и поставила алмазный канат для резки стали. Следует отметить, что все работы, связанные с алмазной резкой и сверлением, проводились при технологическом сопровождении специалистов этой фирмы.

Применение технологии, основанной на алмазной резке и сверлении, при восстановительных работах на Саяно-Шушенской ГЭС убедительно продемонстрировало возможность решать с её помощью уникальные инженерные задачи, связанные с ремонтом и реконструкцией гидротехнических сооружений различных типов.

Анализ международного и отечественного опыта по использованию рассматриваемой технологии в гидротехническом строительстве позволил определить области её применения при ремонте и реконструкции гидротехнических сооружений (таблица).

Подводя итог обсуждению технологии, основанной на методе алмазной резки и сверления, и её использования при ремонте и реконструкции гидротехнических сооружений, следует остановиться на тех преимуществах, которые она имеет перед технологиями, применяемыми в настоящее время для этих целей в гидротехническом строительстве: микровзрыванием и использованием пневмоотбойников (отбойных молотков).

Одно из главных преимуществ рассматриваемой технологии, как уже отмечалось выше, заключается в том, что на сегодняшний день она является наиболее приемлемой, позволяющей вести работы без нарушения монолитности гидросооружений



Рис. 3. Алмазная резка вала ротора на ГА-2

при их ремонте и реконструкции, поскольку недопущение трещинообразования - основное требование, предъявляемое к любой технологии, используемой в гидротехническом строительстве.

Другое важное преимущество технологии алмазной резки и сверления заключается в том, что при помощи алмазных инструментов можно обеспечить высокую точность в работе с соблюдением самых жестких допусков. При этом удовлетворяется одно из самых жестких требований техники безопасности — отсутствие пылеобразования. В связи с тем что охлаждение алмазного инструмента происходит за счет воды, подаваемой в зону реза в процессе работы, очень вредная для здоровья человека пыль не попадает в воздух, а также на узлы расположенного рядом оборудования. Более того, отпадает необходимость в последующей чистовой обработке поверхности среза, что позволяет избежать еще большего объема пылеобразования, возникающего при выравнивании поверхностей и шлифовании бетона, которое необходимо выполнять при работе как с отбойным молотком, так и при буровзрывном методе. Подобное преимущество алмазной технологии приобретает особое значение еще и потому, что очень часто при ремонте и реконструкции гидротехнических сооружений работы приходится вести в стесненных условиях ограниченного замкнутого пространства, как это было, например, на гидроузле Капанда [3].

Удовлетворение самым строгим требованиям охраны окружающей среды также является одним из значительных преимуществ технологии, основанной на алмазной резке и сверлении. Пространство, в котором работает алмазное оборудование, всегда характеризуется чистотой и отсутствием мусора, что обеспечивается высокой точностью обрабатываемой поверхности и отсутствием пыли. Это

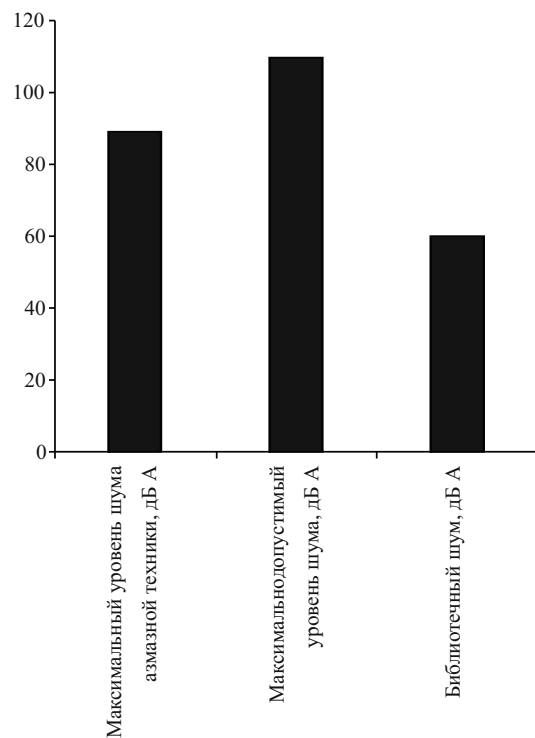


Рис. 4. Соотношение максимального уровня шума алмазной техники и максимально допустимого уровня шума

очень важное преимущество, поскольку, как правило, гидротехнические сооружения располагаются в водоохранной зоне.

Ещё одним достоинством технологии на основе алмазной резки и сверления по сравнению с используемыми технологиями является возможность исключить воздействие вибрации и снизить до допустимых значений влияние шума от работающих механизмов на управляющих алмазной техникой операторов. Отсутствие вибрации достигается наличием дистанционного управления, позволяющего проводить работы без присутствия оператора на месте функционирования оборудования. Что касается влияния шума, производимого алмазной техникой, то его максимальный уровень не превышает 89 дБ А. Для сравнения, уровень шума от работающего двигателя автомобиля составляет 80 дБ А, от движущегося трамвая — от 70 до 80 дБ А, а уровень шума в читальном зале библиотеки не превышает 60 дБ А. Из диаграммы на рис. 4 видно, что максимальный уровень шума от работающей алмазной техники на 20 % меньше максимально допустимого уровня, при котором влияние шума становится опасным для человека. Если сопоставить по этому параметру работу алмазной техники и пневмоотбойника, то, как показывает практика, даже на открытом пространстве шум, возникающий при работе пневмоотбойника, создаёт для человеческого уха ощущение дискомфорта. В закрытом же помещении он возрастает многократно и может быть опасен для здоровья находящихся в по-

мещении людей, что требует использования специальных средств шумозащиты.

К достоинству технологии, основанной на алмазной резке и сверлении, относится также возможность с её помощью проводить работы по ремонту, реконструкции и демонтажу подводных частей гидротехнических сооружений, сохраняя ту же точность и чистоту реза, что и на земной поверхности. При этом, что представляется очень важным, оператор и пульт управления находятся в надводном положении. В качестве примера можно привести упомянутое выше изготовление проёма в причальной стенке Яхромского гидроузла для прохода землечерпалки. Следует особо отметить, что в рассматриваемом случае принятый вариант производства работ оказался единственно возможным способом осуществить запланированную операцию.

Необходимо рассмотреть и экономический эффект, который получается при использовании данной технологии. Анализ опыта, накопленного за три десятилетия в различных областях строительства, показывает, что при сравнении экономической эффективности стоимость применения технологии, основанной на алмазной резке и сверлении, в большинстве случаев сопоставима или несколько превышает стоимостные показатели, получаемые при работе с пневмоотбойником или при микровзрывании. Однако по срокам выполнения работ алмазная технология практически всегда даёт выигрыш во времени, иногда весьма значительный. Кроме того, нужно принимать во внимание, что в отдельных случаях, эта технология может быть единственно

возможной для решения проблем ремонта, реконструкции и демонтажа гидротехнического сооружения, как это, например, произошло при ликвидации последствий аварии и восстановительных работах на Саяно-Шушенской ГЭС.

Приведённые в статье материалы позволяют сделать один важный вывод. Принимая во внимание возрастающий в последние годы объём работ по ремонту и реконструкции действующих гидротехнических сооружений различного назначения, проектным и строительным организациям, привлекаемым к выполнению этих работ, при рассмотрении проекта организации строительства и выборе необходимой технологии обязательно нужно рассматривать как конкурирующий вариант использование технологии, основанной на методе алмазной резки и сверления.

Список литературы

1. *Непорожний П. С.* Энергетика страны глазами министра. Дневники 1935 – 1985 гг. — М.: Энергоиздат, 2000.
2. *Братская ГЭС:* Технический отчёт о проектировании, строительстве и эксплуатации. — М.: Энергия, 1975.
3. *Зерцалов М. Г., Косолапов А. В.* Использование технологии алмазной резки и сверления бетона и железобетона в гидротехническом строительстве // Гидротехническое строительство. 2008. № 4.
4. *Зерцалов М. Г., Косолапов А. В.* Разработка технологии ремонта и реконструкции гидротехнических сооружений с использованием алмазной резки и сверления // Гидротехническое строительство. 2011. № 10.
5. *Косолапов А. В.* Использование алмазной резки и сверления при ремонте и реконструкции гидротехнических сооружений // Вестник МГСУ. 2010. № 4. Т. 4.

Гидролого-гидрохимический режим р. Тимптон по материалам инженерно-экологических изысканий по проекту Канкунской ГЭС

Ноговицын Д. Д., Николаева Н. А., кандидаты геогр. наук,
Пинигин Д. Д., инженер (Институт физико-технических проблем
Севера имени В. П. Ларионова СО РАН, г. Якутск)

Излагаются основные материалы инженерно-экологических изысканий по исследованию современного гидролого-гидрохимического режима р. Тимптон.

Ключевые слова: р. Тимптон, состояние до начала строительства, инженерно-экологические изыскания, гидрологическая и гидрохимическая характеристики.

Республика Саха (Якутия), в отличие от большинства других регионов России, обладает огромными запасами возобновляемой гидравлической энергии рек, что обусловило проектирование и возможное строительство грандиозного Южно-Якутского гидроэнергетического комплекса, необходимого для дальнейшего развития производственной и социальной инфраструктуры всего Дальневосточного региона страны. В настоящее время завершается проектирование Канкунской ГЭС на р. Тимптон установленной мощностью 1200 МВт и среднегодовой выработкой электроэнергии до 4,7 млрд. кВт · ч.

Как и любое техногенное вмешательство, сооружение Канкунской ГЭС и формирование водохранилища неизбежно повлекут за собой различные, по большей части негативные, изменения в северных природных комплексах, что может иметь серьезные экологические последствия.

При строительстве и функционировании водохранилища Канкунской ГЭС в результате перераспределения стока, затопления и подтопления неизбежному изменению подвергнутся все элементы окружающей природы — водная, воздушная, гидрогеологическая, биотическая среды. При этом наибольшее практическое значение будет иметь качественное состояние воды водохранилища, при формировании которого будут затоплены долины р. Тимптон и ее притоков, а также окаймляющие долину склоны, покрытые преимущественно листовенной растительностью до высоты 608 м.

Необходимым этапом всех изыскательских работ является изучение “нулевого” состояния природной среды, т.е. ее состояния до начала строительства. В связи с этим в летний период 2010 г. были проведены инженерно-экологические изыскания по исследованию современного гидрохимического состояния воды р. Тимптон и ее притоков, включающие в себя гидроотбор проб воды и донных отложений, последующий химический анализ в лабораторных условиях, а также анализ полученных результатов.

Гидрологическая характеристика р. Тимптон. Длина р. Тимптон составляет 644 км, площадь водосбора — 44 400 км². Река берет начало с северных склонов хребта Становой. В верхнем течении р. Тимптон течет с запада на восток, потом на север, а от устья р. Чульман меняет направление на северо-восток. Крупные правые притоки — Кабакта, Улахан Мелемкен, Правый Оюмрак и Нельгюу; левые притоки — Иенгра, Горбыллах, Хатыми.

Р. Тимптон относится к рекам со смешанным типом питания, для которых характерно формирование годовых максимумов как в период весеннего половодья, так и при прохождении летних дождевых паводков.

Весенний подъем уровней воды начинается в конце апреля — первых числах мая и в дальнейшем осуществляется достаточно интенсивно. Максимальные уровни половодья отмечаются в среднем в последних числах мая, после очищения реки ото льда. Окончание половодья приурочено к середине июня.

За летний сезон можно наблюдать формирование до 8 – 12 дождевых паводков, большинство из которых имеют сложные многовершинные гребенчатые формы гидрографов. Интенсивность подъема уровней наиболее значительных паводков превышает интенсивность подъема в период половодья (до 1,5 – 2,0 м/сут). Максимумы летнего периода приходятся в среднем на конец июля — август [1].

Летняя межень выражена слабо или вовсе отсутствует, а зимняя длится около полугода и совпадает с периодом ледостава.

Температура воды довольно низкая даже в течение летнего периода (не выше 10 °С) и лишь в июле может повышаться до 18 – 20°. В октябре наблюдается ее понижение до десятых долей градуса, что приводит к появлению первых ледовых образований в начале октября. Осенний ледоход в среднем и нижнем течении реки продолжается 15 – 20 суток [1]. В конце октября начинается ледостав.

Наиболее интенсивное увеличение толщины ледяного покрова, как и на других реках Якутии, наблюдается в первой половине зимы (0,5 – 1,0 см/сут), в марте — апреле оно практически незаметно. Максимальная за зиму толщина льда составляет 60 – 80 см, увеличиваясь в отдельные годы до 80 – 110 см.

Весенний ледоход начинается в начале второй декады мая и продолжается в среднем 8 – 10 суток.

В период вскрытия реки могут образовываться заторы льда: у г. п. Усть-Баралас в 63 %, у г. п. Усть-Тимптон в 94 % случаев. Заторы льда непродолжительны (от 1 до 2 суток). Несмотря на то что дополнительные подъемы уровней при образовании заторов составляют от 130 до 270 см (в отдельные годы до 500 см), максимальные уровни воды в период весенних ледовых явлений ниже максимумов при свободном ото льда русле на 2 – 3 м.

Река относится к зоне повышенного стока с незначительной изменчивостью (таблица).

Результаты сопоставления характеристик стока в пунктах наблюдений г. п. Усть-Баралас и г. п. Усть-Тимптон показали на их тесную связь ($r = 0,88 - 0,90$), что указывает на синхронность колебания величины боковой приточности и стока основной реки. Многолетние характеристики сезонных и годовых значений стока в пунктах наблюдений различаются всего на 13 %, а распределение стока внутри сезонов примерно одинаково, поэтому внутригодовое распределение стока рассчитано по данным для замыкающего створа г. п. Усть-Тимптон, взятым из [1].

Внутригодовое распределение стока в характерные по водности годы имеет незначительное различие.

Для р. Тимптон характерна крайняя неравномерность распределения стока внутри года, низкие его значения отмечаются зимой и высокие — в теплый период. В весенне-летний сезон нормируется около 95 % годового стока, на осень приходится 3 – 5 %, на зимний период (XI – IV) 0,8 – 2,3 %.

Бассейн р. Тимптон относится к группе рек на территории Якутии, на которых максимальные расходы в различные годы наблюдаются как в период весеннего половодья, так и во время летних паводков; число таких лет в среднем одинаково. Однако самые большие расходы здесь чаще принадлежат летним дождевым паводкам.

Слой весеннего стока по территории бассейна изменяется мало и составляет 250 – 300 мм (зона высокого стока). Коэффициенты его вариации равны 0,20 – 0,25 и убывают с возрастанием площади водосбора.

Наименьшие летние расходы воды могут наблюдаться в любом из месяцев летней межени, которая чаще всего кратковременна. Суммарная про-

должительность межени в среднем составляет около 30 – 40 суток. Основной расчетной характеристикой минимального стока является сток за наиболее маловодный непрерывный период продолжительностью 30 суток. Продолжительность зимней межени составляет в среднем около 200 суток, слой стока 20 мм, модуль стока 0,10 – 0,20 л/с · км², средний минимальный расход воды 3 – 5 м³/сек.

Для бассейна р. Тимптон характерно широкое распространение трудноразмываемых пород, поэтому значения мутности в среднем не превышает 25 г/м³. Изменение мутности воды в основном синхронно с изменением водности реки. Мутность резко увеличивается при прохождении дождевых паводков (до 200 – 250 г/м³). Внутригодовое распределение стока наносов сравнительно устойчиво в многолетнем периоде. Наибольшие средние месячные расходы наносов наблюдаются в июне (40 – 50 % от годового). Основная доля их годового объема приходится на период весна — лето (99 %), в остальные периоды ничтожно мала.

Гидрохимическая характеристика. В бассейне р. Тимптон мониторинговые гидрологические наблюдения осуществляются в единственном пункте сети Якутского управления Федеральной службы по гидрометеорологии и мониторингу окружающей среды — на гидропосту Усть-Баралас. Систематические наблюдения за гидрохимическим состоянием воды не проводятся вообще.

Отбор проб воды на гидрохимический анализ был произведен в соответствии с требованиями ГОСТ Р 51592 – 2000 “Вода. Общие требования к отбору проб”, введенного 1 июля 2001 г. постановлением Госстандарта РФ от 21 апреля 2001 г. № 117. Донные отложения отбирались по ГОСТ 17.1.5.01–80. Хранение проб осуществлялось согласно ГОСТ 17.1.5.–85. Транспортировка проб проводилась в пластиковой и стеклянной таре, обеспечивающей их сохранность.

Химический анализ воды и донных отложений был произведен в химических лабораториях Алданской специализированной инспекции государственного экологического контроля и анализа ГУ “РИАЦЕМ” и Республиканской аналитической инспекции ГУ “РИАЦЕМ”, а также ФГУЗ “Центр гигиены и эпидемиологии в РС(Я)” в соответствии со стандартными методиками.

Исследованиями был охвачен участок бассейна р. Тимптон от пос. Чульман до нижнего бьефа Канкунской ГЭС, включающий следующие притоки: Горбыллах, Чульман, Чульмакан, Оччугуй Мелемкен, Оюмрак, Хатыми, Кигомок, Атыр, Курунг-Хонку, Анамдяк, Нельгюу.

Отбор проб воды осуществлялся для количественного химического анализа, определения содержания нефтепродуктов, тяжелых металлов и ртути,

а проб донных отложений — для химического и радиологического анализов.

По результатам лабораторного определения химического состава проб воды и донных отложений был проведен анализ, на основании которого была дана оценка современного гидрохимического состояния воды р. Тимптон и ее притоков. Так как р. Тимптон в настоящее время относится к категории рыбохозяйственных водоемов, для сравнительного анализа были использованы предельно-допустимые концентрации вредных веществ для воды водных объектов, имеющих рыбохозяйственное значение.

Минерализация воды. Основным источником питания р. Тимптон являются воды, формирующиеся непосредственно на поверхности водосбора. В целом минерализация воды обследованных водотоков низкая и далека до предельно допустимых норм (1000 мг/дм³).

По результатам аналитических исследований разового опробования р. Тимптон и ее притоков за летний период 2010 г. минерализация в основном не превышает 100 мг/дм³, в среднем от 60 до 70 мг/дм³ при ПДК общей, равной 1000 – 1500 мг/дм³, и ПДК_{рх} — 1000 мг/дм³. Минерализация свыше 100 мг/дм³ отмечается лишь на некоторых ее притоках (устье р. Атыр, сухой остаток 110 мг/дм³). Солевой состав воды в основном мало меняется на всех участках реки.

По количеству взвешенных веществ вода во всех отобранных пробах превышает ПДК примерно в 12 раз. ПДК_{рх} = 0,25 мг/дм³.

В ионном составе воды р. Тимптон преобладающим является гидрокарбонат-ион (до 32,9 мг/дм³) и только в районе верхнего подпора и выше устья р. Чульман преобладает сульфат-ион (до 17,2 мг/дм³) при ПДК_{рх} = 100 мг/дм³. Сульфат-ион также доминирующим является в водах некоторых притоков (реки Хатыми, Атыр, Курунг-Хонку, Оччугуй Мелемкен), что, возможно, связано с разгрузкой подземных вод. Содержание хлоридов во всех пробах воды ниже 3 мг/дм³ при ПДК_{рх} = 300 мг/дм³. Содержание остальных солей

(натрия, калия) также намного ниже предельно допустимых значений. Содержание фторид-иона также находится значительно ниже ПДК (около 0,1 – 0,2 мг/м³ при ПДК = 1,5 и ПДК_{рх} = 0,75).

Вода р. Тимптон по [2] очень мягкая, жесткость не превышает 0,7 мг-экв/дм³, в единичных случаях коэффициенты жесткости составляют 1,5 мг-экв/дм³ (устье р. Атыр) и 2,5 мг-экв/дм³ (устье р. Оччугуй Мелемкен), которые соответствуют мягким водам. Вода реки нейтральная, pH в пределах 6,5 – 7,5, что соответствует ПДК для водоемов рыбохозяйственного значения.

По газовому составу вода обследованных рек вполне отвечает требованиям, предъявляемым нормативами водоемов рыбохозяйственного назначения. Кислородный режим водотока удовлетворительный: содержание двуокси углерода (20 – 30 мг/дм³) и растворенного кислорода более 10 мг/дм³ во всех пробах ниже предела обнаружения определяемым методом и ниже его средних концентраций в воде рек и озер. Концентрация двуокси углерода (особенно в придонном слое воды) характеризует процессы окисления (распада) органических веществ, происходящие непосредственно в воде, а также в почвах и илах, с которыми соприкасается вода.

Биогенные вещества. Биологическая продуктивность водоема, как и качество вод, в значительной степени зависит от содержания биогенных и органических веществ, наличие которых определяется жизнедеятельностью бактерий и фитопланктона, а через них и других водных организмов. Их количество определяется речным и поверхностным стоками, а также внутриводоемными процессами. В воде обследованных водотоков влияние этих факторов на динамику биогенных веществ незначительно, что, возможно, объясняется слабым развитием фитопланктона. Поэтому основная роль в формировании запасов биогенных веществ принадлежит гидрологическому режиму рек.

Аммонийный азот. Повышенное (2,88 ПДК_{рх}) содержание аммонийного азота отмечено в одной пробе, отобранной на верхнем подпоре р. Тимптон,

Величина и изменчивость годового стока р. Тимптон

Пункт	Расстояние от устья, км	Площадь водосбора, км ²	Величина и изменчивость годового стока		
			Q, м ³ /с	Mo, л/с · км ²	C _v
П. Нагорный	595	613	9,35	15,2	0,28
Г. п. У-Баралас	337	13 300	186	14,0	0,22
Канкунская ГЭС	214	27 300	360	13,2	0,22
Г. п. Усть-Тимптон	20	43 700	536	12,3	0,20

что указывает на некоторое ухудшение санитарного состояния водотока на данном участке. Для всех других точек отбора реки и ее притоков, а также обследованных притоков р. Алдан (реки Малый Нимыр, Орто-Сала) показатели ниже ПДК водоемов рыбохозяйственного назначения, равного $0,5 \text{ мг/дм}^3$.

Нитриты. Они в природных водах весьма неустойчивы и в поверхностных слоях при благоприятных для окисления условиях встречаются в незначительном количестве. Присутствие нитритов связано в основном с процессами минерализации органических веществ и нитрификации. Их повышенное содержание указывает на загрязнение водоема. Поэтому сведения о распределении и изменении концентрации нитритов служат показателями оценки качества воды и процессов ее самоочищения. По всем водотокам значения концентрации нитрит-иона при ПДК_{рх} = $0,08 \text{ мг/дм}^3$ незначительные ($< 0,005 \text{ мг/дм}^3$), что указывает на отсутствие свежего загрязнения. Исключением является проба, взятая на устье р. Хатыми, где была отмечена концентрация $1,35 \text{ ПДК}_{рх}$ ($0,108 \text{ мг/дм}^3$).

Нитраты. Они являются одним из наиболее важных биогенных элементов необходимых для поддержания жизни в водоеме. Если концентрация аммонийного азота является показателем “свежего” загрязнения, то повышенные концентрации нитратных ионов указывают на загрязнения в прошлом. Содержание нитратов в водотоках во много раз ниже допустимых норм. При ПДК = 40 мг/дм^3 и ПДК_{рх} = 45 мг/дм^3 концентрации во всех точках не превышают 3 мг/дм^3 .

Фосфор является одним из главных биогенных элементов. Он определяет продуктивность водоема и регулирует энергетические процессы клеточного обмена. В поверхностные воды соединения фосфора поступают в результате жизнедеятельности водных организмов, их отмирания, растворения ортофосфатов, содержащихся в породах, с поверхностными стоками. Повышение их содержания может быть вызвано хозяйственной деятельностью человека. Содержание фосфат-иона в воде обследованных водотоков находится практически на одном уровне, значительно ниже ПДК. В единственной пробе (устье р. Атыр) концентрация фосфатов приближена к нормативам для рыбохозяйственных водоемов и составляет $0,16 \text{ мг/дм}^3$ (ПДК = $0,2$).

Железо. Процессы выветривания горных пород ведут к накоплению в поверхностных водах соединений железа. Помимо этого поступление железа возможно с подземными, промышленными и сельскохозяйственными стоками. Его повышенные концентрации значительно ухудшают органолептические свойства воды. ПДК железа для рыбохозяйственного водопользования — $0,1 \text{ мг/дм}^3$. В воде

р. Тимптон содержание ионов железа может превысить $2 \text{ ПДК}_{рх}$ ($0,22 \text{ мг/дм}^3$). Повышенное содержание железа (от $1,5$ до $3,3 \text{ ПДК}$, максимум до 4 ПДК , устье рч. Кигомок) характерно для большинства ее притоков.

Содержание *диоксида кремния* в большинстве отобранных образцов находится на уровне ниже 1 ПДК для водоемов хозяйственно-питьевого значения (10 мг/дм^3). В некоторых точках отбора на р. Тимптон и ее притоках показатель в воде незначительно превышает ПДК х. п.

Органические вещества. Содержание органических веществ в поверхностных водах определяется совокупностью процессов, протекающих в водоеме, поступлением атмосферных осадков, поверхностных, промышленных и хозяйственно-бытовых стоков.

ХПК. Оценка общего количества органического вещества произведена по результатам дихроматной окисляемости (ХПК). ХПК – это количество кислорода, потребленное при общем химическом окислении органических компонентов до неорганических продуктов. Большое число органических соединений окисляется на $90 - 100 \%$ и позволяет судить о количестве органического вещества в воде. Содержание органического кислорода в р. Тимптон превышает во всех точках отбора и составляет от $1,1$ до $1,7 \text{ ПДК}_{рх}$ (ПДК_{рх} = 15), редко приближаясь к $2 \text{ ПДК}_{рх}$. Максимальные показатели достигают в устьях притоков Анамдяк, Оюмрак, Кигомок ($2,2 - 2,7 \text{ ПДК}_{рх}$). Показатель в воде р. Кигомок — $33,6 \text{ мг/дм}^3$. Превышений нормативов рыбохозяйственных водоемов не выявлено в воде источников и притоков р. Алдан.

БПК. Биохимическое потребление кислорода (БПК₅) БПК — это массовая концентрация растворенного в воде кислорода, потребленного на биологическое окисление содержащегося в воде органического и неорганического вещества. Величина БПК₅ во всех точках отбора ниже предельно допустимой концентрации, равной $3 \text{ мг O}_2/\text{дм}^3$. В целом качество воды для рыбохозяйственного водопользования по этому показателю можно считать вполне удовлетворительным. Превышение до $1,5$ общей ПДК, равной $2 \text{ мг O}_2/\text{дм}^3$, выявлено почти во всех точках отбора бассейна р. Тимптон. Превышение общей ПДК и ПДК_{рх} в воде точек притоков р. Алдан не установлено.

Нефтепродукты относятся к числу наиболее опасных загрязнителей поверхностных вод, поскольку они представляют собой сложную непостоянную смесь веществ на $70 - 90 \%$ состоящую из углеводородов. Плотность нефти $0,80 - 0,90 \text{ г/см}^3$, поэтому она скапливается на поверхности воды. Нефтепродукты в воде находятся в различных миграционных формах: растворенной, эмульгирован-

ной, сорбированной на твердых частицах, взвесь и донных отложениях, в виде пленки на поверхности. Концентрация нефтепродуктов в пробах обследованных водотоков была значительно ниже ПДК_{рх} (ПДК_{рх} = 0,05 мг/дм³).

Фенолы. По отношению к гидробионтам (моллюски, ракообразные, планктон, рыбы) фенолы обладают высокой токсичностью. По отношению к человеку действие фенолов может быть обнаружено при употреблении в пищу и органолептически.

Появление в водоемах даже малых концентраций фенолов резко меняет их общее санитарное состояние. Они также активно потребляют кислород на свое окисление, вызывая его снижение в воде, что создает неблагоприятные условия для жизни водных организмов и резко замедляет процесс превращения фенолов, т.е. самоочищение воды. ПДК_{рх} составляет 0,001 мг/дм³, ПДК общая — 0,25 мг/дм³.

При оценке степени загрязненности поверхностных вод суши необходимо учитывать возможность поступления в водоемы фенолов за счет естественных процессов распада продуктов жизнедеятельности животных и растительных организмов. Фенолы в воде рек находятся в концентрациях в среднем 2 – 2,5 ПДК_{рх}, в единичном случае 12,3 ПДК_{рх} зафиксировано в устье р. Горбыллах (0,0123 мг/дм³). Повышенные значения фенолов в воде возможно связаны с погодно-климатическими условиями в период опробования (жаркое лето, низкие уровни воды, обуславливающие застойные явления).

Тяжелые металлы. Микроэлементы присутствуют в природных водах (грунтовых и поверхностных). Источники их поступления связаны с природными процессами либо с деятельностью человека. Основные природные процессы, поставляющие микроэлементы в воды, — химическое выветривание пород и высвобождение в процессах почвообразования.

Загрязнение вод микроэлементами — важный фактор, влияющий на геохимический круговорот этих элементов и качество окружающей среды.

Большинство микроэлементов, в особенности тяжелых металлов, не могут находиться в водах в растворенной форме в течение длительного времени. Они присутствуют главным образом в виде коллоидных взвесей или захвачены органическими или минеральными субстанциями, поэтому их концентрация в донных осадках или планктоне часто является индикатором загрязнения воды микроэлементами, т.е. донные осадки можно рассматривать как конечный пункт миграции тяжелых металлов, поступающих в водную среду.

Источником некоторых микроэлементов являются сточные воды, используемые в сельском хо-

зяйстве. Металлы медленно удаляются при выщелачивании, потреблении растениями.

Медь по данным количественного анализа проб, отобранных в створах р. Тимптон, находится в концентрациях от 2,7 до 8 ПДК_{рх}, в среднем до 5 ПДК_{рх} (ПДК_{рх} = 0,001). Максимальная концентрация 8 ПДК_{рх} установлена в точке 1 (верхний подпор) и равняется 0,008 мг/дм³. В притоках р. Тимптон содержание меди варьирует от 2 до 4 ПДК, достигая максимального значения 5 ПДК в устье р. Чульман. В воде источников содержание меди составляет 0,003 – 0,0036 мг/дм³. Более низкими концентрациями меди характеризуются притоки р. Алдан, 1,5 – 3,6 ПДК_{рх}. Повышенные значения содержания меди в целом характерны для Алданской геохимической провинции.

Цинк попадает в природные воды в результате выветривания горных пород и минералов. Он существует главным образом в ионной форме. Многие соединения цинка токсичны. Его предельно допустимая концентрация в воде водоемов для рыбохозяйственного водопользования — 0,01 мг/дм³, общая ПДК цинка составляет 5 мг/дм³. В то же время цинк относится к числу активных микроэлементов, влияющих на рост и нормальное развитие растительных организмов. Содержание цинка в воде р. Тимптон в основном ниже нормативов, только в двух пробах превысило ПДК_{рх}: 1,8 ПДК_{рх} (ниже устья рч. Очугуй Мелемкен), 2,2 ПДК_{рх} (ниже устья рч. Оюмрак). Превышения ПДК_{рх} 3,8 до 4,3 раз установлены в устьях рек Очугуй Мелемкен, Оюмрак, Анамдяк. Несколько повышенное содержание цинка фиксируется в воде источников — 0,044 – 0,048 мг/дм³. В воде притоков р. Алдан содержание цинка в основном не превышает ПДК_{рх}, максимальные значения составляют 2,8 ПДК_{рх}, исключением является проба воды р. Малый Нимыр с т. 41 (5,6 ПДК_{рх}).

Марганец также является распространенным элементом, легко мигрирующим в воде. Концентрация данного элемента в воде обследованных водотоков не превышает 2 ПДК, в единичных случаях достигла 4,7 ПДК_{рх} ниже устья рек Очугуй Мелемкен, Анамдяк. Концентрация цинка в 9,2 ПДК_{рх} фиксируется также в т. 41 (р. Малый Нимыр, район п. Ефимовка).

Содержание *мышьяка* — загрязнителя 1-го класса опасности находится намного ниже ПДК_{рх} и ниже предела обнаружения определяемым методом.

Кадмий являющийся загрязняющим веществом, также находится ниже предела обнаружения — < 0,0001 мг/дм³.

Ртуть — вещество 1-го класса опасности, в проанализированных пробах находится ниже предела обнаружения определяемым методом.

Содержание свинца в отобранных образцах находится в пределах 0,3 – 0,5 ПДК_{рх} и около 1 ПДК общей на всех точках отбора при ПДК_{рх} = 0,006 мг/дм³.

К специфическим загрязнителям относятся *поверхностно-активные вещества (АПАВ)*. Загрязненность данными веществами (до 5 – 7 ПДК_{рх}, редко до 9 ПДК_{рх}) характерна для притоков р. Тимптон (Хатами, Горбыллах, Чульман, Баралас). Также в концентрациях от 7 до 9,6 ПДК_{рх} данные вещества содержатся в притоках р. Алдан (Малый Нимныр, Орто Сала, Орочен).

Качество воды р. Тимптон в створе Канкунской ГЭС (199,2 км от устья) характеризуется следующими значениями показателей гидрохимического состава: *минерализация* по сухому остатку составляет 62 мг/дм³, *взвешенные вещества* составляют 3,0 мг/дм³. Содержание *растворенного кислорода* составляет 9,81 мг О₂/л, а содержание двуокиси углерода меньше 0,08 г/л. Вода в створе очень мягкая.

Содержание биогенных элементов невысокое. Аммонийный ион — менее 0,05 мг/дм³, нитраты — 0,5 мг/дм³, нитриты — менее 0,005 мг/дм³.

Железо содержится в количестве 0,13 мг/дм³, двуокись кремния приблизительно 8,6 мг/л. Среди органических веществ содержание ХПК составляет 28,4 мг/дм³, БПК₅ – 2,4 мг/дм³. Из загрязняющих веществ содержание нефтепродуктов составляет 0,013 мг/дм³, фенолов — 0,0009 мг/дм³, АПАВ — 0,112 мг/дм³.

Концентрация тяжелых металлов в норме, мг/дм³: кадмий менее 0,0001, марганец 0,020, медь 0,0069, мышьяк менее 0,005, никель менее 0,005, ртуть менее 0,05, свинец 0,002, цинк 0,007.

Подземные воды источников характеризуются малой минерализацией (до 50 мг/дм³), отсутствием органического загрязнения, содержанием ионов цинка и меди в концентрациях, превышающих рыбохозяйственные нормативы.

Таким образом, содержание большинства нормируемых ингредиентов в воде р. Тимптон на участке проектируемого гидросооружения и ее притоков ниже предельно допустимых концентраций. Вместе с тем в настоящее время превышены рыбохозяйственные нормативы по химическому потреблению кислорода, железу, фенолу, цинку, меди, марганцу и АПАВ.

Также нужно отметить, что по критериям уровня загрязненности случаи высокого и экстремально высокого уровня загрязнения водных объектов

не были выявлены. Сравнение результатов химического анализа отобранных образцов с фоновыми данными показывает их схожесть, что характеризует стабильность состояния природных вод р. Тимптон и ее притоков.

Характеристика донных отложений. Для оценки современного состояния загрязнения донных отложений были отобраны пробы современных русловых и пойменных отложений с глубин 1 – 5 м. Отбирались илесто-глинистая фракция аллювия, а при ее отсутствии — песчанистая.

Было определено содержание железа, цинка, меди, марганца, свинца, кадмия, никеля, кобальта, хрома общего, никеля, мышьяка, нефтепродуктов, ртути, хлоридов, бенз(а)пирена.

Русловые отложения являются важнейшим компонентом долинных ландшафтов и представляют собой конечное звено всей системы сопряжений, объединяющей в себе и геологическую среду, и все компоненты природной среды, включая почвы, природные воды, растительность и атмосферные осадки. По этой причине донные отложения рек используются в качестве экологического индикатора для выявления качества и масштабов техногенного загрязнения. Для донных отложений санитарно-гигиенические нормативы отсутствуют.

Как показывают результаты проведенных аналитических исследований донных отложений, изученные водотоки загрязнены тяжелыми металлами: медью, марганцем, цинком — и хорошо соотносятся с результатами изучения поверхностных вод. При этом источники поступления микроэлементов в донные отложения могут быть связаны со сточными водами населенных пунктов.

Гидрологические и гидрохимические характеристики воды р. Тимптон на протяжении ее среднего и нижнего течений схожи между собой и мало изменяются по длине, тогда как характеристики воды притоков имеют некоторые различия. С созданием плотины ГЭС и водохранилища в связи с изменением водного режима картина может существенно измениться. Для осуществления систематического контроля за гидрохимическими показателями и гидрологическими параметрами необходимо развить сеть пунктов наблюдений на р. Тимптон и ее притоках.

Список литературы

1. *Ресурсы поверхностных вод СССР*. — Лено-Индигирский район. — Л.: Гидрометеониздат, 1972. Т. 17. 652 с.
2. *Алекин О. А.* Основы гидрохимии. — Л.: Гидрометеониздат, 1953. 296 с.

Микроструктура цементного камня и ее влияние на водонепроницаемость и прочность бетона

Никишкин В. А., инженер (ОАО “Институт “УралНИИАС”)

Статья посвящена изучению структуры цементного камня с помощью визуального исследования микрофотоснимков.

Ключевые слова: мелкозернистый бетон, цементный камень, полости, поры, капилляры, добавка “Пенетрон-Адмикс”.

Цементный камень, входящий в структуру бетона, является капиллярно-пористым телом, сквозь капилляры и поры которого может просачиваться вода, причем фильтрация воды происходит тем интенсивнее, чем большее давление вода оказывает на бетон. Кроме этого, фильтрация воды может осуществляться через микрополости в местах контакта цементного камня с заполнителем [1]. Считается, что через тонкие капилляры сечением менее 1 мк вода не фильтруется даже под большим давлением [2].

Одним из способов повышения водонепроницаемости бетона является введение в него специальных добавок на стадии изготовления. Заполнение капилляров, пор и полостей может происходить вследствие того, что:

добавка обладает пластифицирующими свойствами, поэтому при ее использовании снижается водоцементное отношение, в результате цементный камень получается более плотным;

добавка действует как катализатор и ускоряет гидратацию частиц цемента с образованием большего объема продуктов гидратации, которые имеют более низкую плотность по сравнению с исходным веществом, занимают больший объем, заполняя пустоты;

добавка, взаимодействуя с водой и компонентами бетона, сама создаёт избыточный объем нового вещества.

Изменение капиллярности цементного камня сопровождается изменением его внутренней структуры. Одним из методов оценки изменений, происходящих в структуре, является визуальный метод.

Для визуального анализа влияния добавок на структуру цементного камня были использованы фотографии, выполненные на растровом электронном микроскопе в РФЯЦ-НИИТФ (г. Снежинск). Однако, часть фотографических снимков сделана при исследовании бетона без добавок, другая — при исследовании бетона с добавкой “Пенетрон-Адмикс”. Состав бетонов приведен в таблице.

Возраст исследуемого бетона 56 суток. Полученные фотографии представлены на рис. 1–6. (Автор выражает благодарность техническому директору СРО “РСПППГ”, г. Екатеринбург Д. В. Балакину за возможность воспользоваться фотографиями для анализа структуры цементного камня и опубликовать их.)

На рис. 1 изображена структура бетона, полученного без использования добавок, а на рис. 2 — полученного с использованием добавки “Пенетрон-Адмикс”, предназначенной для получения бетонов с повышенной водонепроницаемостью. На рис. 1 поз. 1 обозначает цементный камень, поз. 2

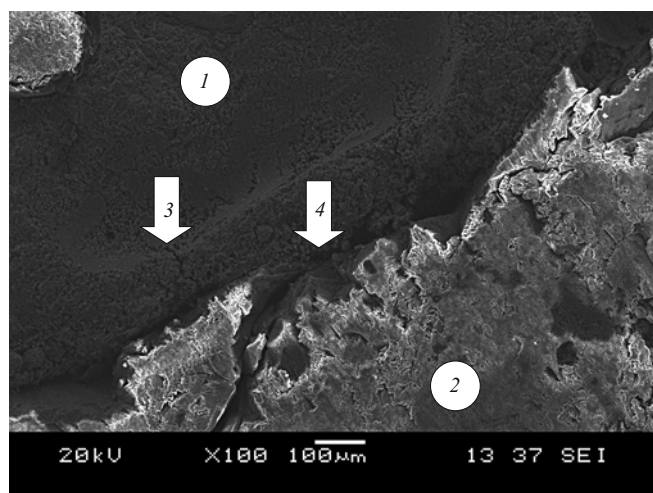


Рис. 1. Образование полостей между заполнителем и цементным камнем в образцах мелкозернистого бетона

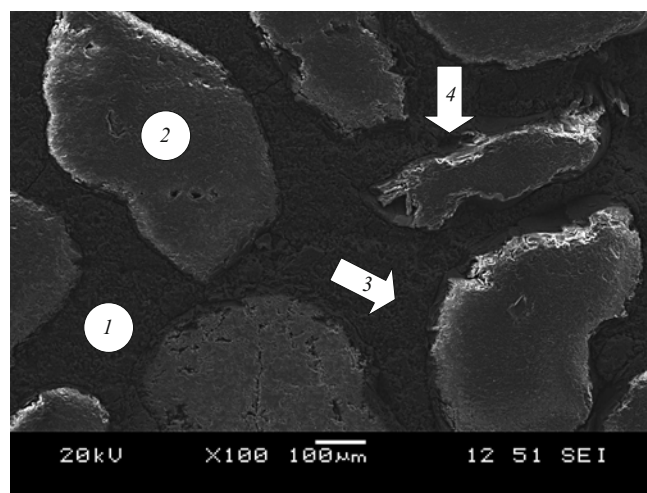


Рис. 2. Заполнение полостей между заполнителем и цементным камнем новообразованиями для мелкозернистого бетона с добавкой “Пенетрон-Адмикс”

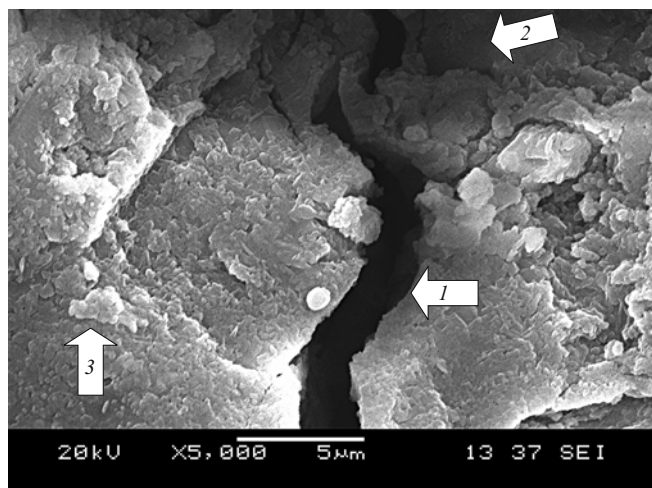


Рис. 3. Полости между частицами цемента и пластинчатые новообразования на частицах цемента в образцах мелкозернистого бетона

— зерна заполнителя. Цементный камень содержит множество пор и капилляров, которые хорошо видны. Присутствуют поры и в заполнителе. Стрелкой 3 отмечена усадочная трещина в цементном камне, которая по ширине раскрытия примерно равна среднему диаметру капилляров, т.е. 3,5 – 4,5 мкм. Шаг расположения усадочных трещин от 200 до 400 мкм. Такие трещины визуально невооруженным глазом неразличимы на поверхности железобетонных и бетонных изделий. Видимыми они становятся при ширине раскрытия 0,05 мм или 50 мкм. Стрелкой 4 выделена полость, образовавшаяся в области пограничной по отношению к разделу заполнитель — цементный камень. Полость имеет оплывшие края, неравномерную ширину раскрытия по длине от 10 до 35 мкм. Полость образуется по поверхности, огибающей поверхность заполнителя, это хорошо видно на рис. 2, поз. 3. Непосредственного выхода поверхности заполнителя

Составы исследуемых бетонов

Состав бетона	Мелкозернистый бетон	Мелкозернистый бетон с добавкой "Пенетрон-Адмикс"*
Цемент ПЦ500 Д0 (Невьянский цементный завод), кг/м ³	500	500
Щебень (фр. 5 мм)**, кг/м ³	500	500
Песок**, кг/м ³	1000	1000
Вода, л/м ³	400	400

* Количество добавки "Пенетрон-Адмикс" составляет 1 % от веса цемента.

** Щебень и песок с Монетного гранитного карьера.

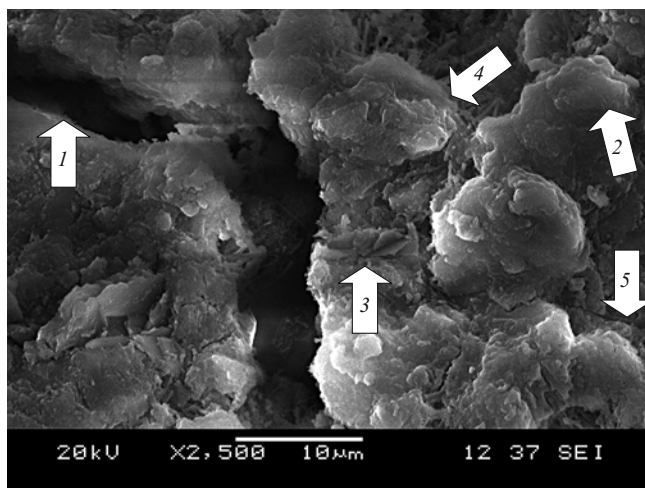


Рис. 4. Полости между частицами цемента и пластинчатые новообразования на частицах цемента для мелкозернистого бетона с добавкой "Пенетрон-Адмикс"

в полость нет, так как его поверхность покрыта тонким слоем цементного камня, который сглаживает острые углы и грани частиц заполнителя, полученные дроблением, приближая зерно заполнителя по форме к идеальному шарообразному. Полученные фотографии с хорошо видимой полостью вокруг зерна заполнителя подтверждают правильность теоретических выводов о возможности поворота зерна заполнителя при возникновении в бетоне сжимающих напряжений, о необходимости представлять при расчетах прочности фактическое зерно заполнителя неправильной формы зерном заполнителя сферическим эквивалентным [3]. Оплывшие, округлые края полости поз. 3 на рис. 1 и поз. 4 на рис. 2 говорят о том, что полость формируется в момент, близкий к концу схватывания цементного теста, когда цементный камень еще может деформироваться пластично. У усадочных трещин края острые, они образуются в уже затвердевшем бетоне. Ширина раскрытия усадочных трещин линейно зависит от длины трещины.

На рис. 2 поз. 1 обозначает цементный камень, поз. 2 — заполнитель. На рис. 2 усадочные трещины аналогичны трещинам, образовавшимся в бетоне без добавок, и расположены в местах наибольшего сближения зерен заполнителя в направлении от одного зерна заполнителя к другому. Как уже указывалось, на фильтрационную способность бетона значительное влияние оказывают микрополости в местах контакта цементного камня с заполнителем [1]. На рис. 2 стрелкой 4 отмечено образование в такой полости щетки игольчатых кристаллов. Они по своей форме похожи на игольчатые кристаллы гидросиликата кальция. Такие игольчатые кристаллы в составе геля гидросиликата кальция достигают длины более 1 мм, образуя связанные, но рыхлые структуры между зернами [4]. Раз-

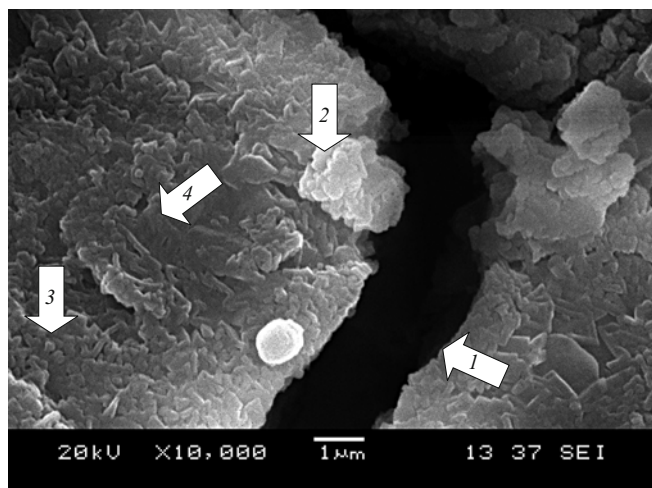


Рис. 5. Полости между частицами цемента и пластинчатые новообразования на частицах цемента в образцах мелкозернистого бетона

мер полости шириной раскрытия по длине от 10 до 35 мкм, сформировавшейся в процессе схватывания цементного камня, достаточен для сохранения образовавшихся кристаллов, тем более что формируются они после образования полости вокруг заполнителя. Наличие кристаллических гидросиликатов кальция в полости вокруг заполнителя сужает ширину полости, а местами может и перекрывать ее, что положительно повлияет на водонепроницаемость бетона. Добавка “Пенетрон-Адмикс” в данном случае, как видно из рис. 2, способствует образованию кристаллов, подобных по форме и размеру кристаллам гидросиликата кальция, повышая водонепроницаемость бетона.

На рис. 3 при увеличении 5000 раз есть возможность оценить цементный камень, сформировавшийся без использования специальных добавок, на уровне отдельных частиц цемента, которые по поперечному размеру находятся в основном в пределах от 5 до 40 мкм. Мы видим, что частицы цемента разделены трещинами (поз. 1), причем более мелкие частицы, а в данном случае это частица размером в 5 мкм (поз. 2), внедряются в более крупные частицы, обеспечивая их сцепление. Влияние такого рода взаимодействия частиц цемента на прочность цементного камня и бетона описано в [3]. По наружной поверхности частицы цемента покрыты слоями новообразований, возникших в результате гидратации (поз. 3). Новообразования расположены слоями по поверхности цементных частиц, а слои, в свою очередь, сформированы из отдельных полупрозрачных фольгообразных пластинок, чешуек с неровными изъеденными краями. Размер чешуек от 0,12 до 0,25 мкм. Они могут формировать пластинки большего размера, соединяясь по краям между собой до 2 – 3 мк. В небольшом количестве видны шестиугольные пластинки разме-

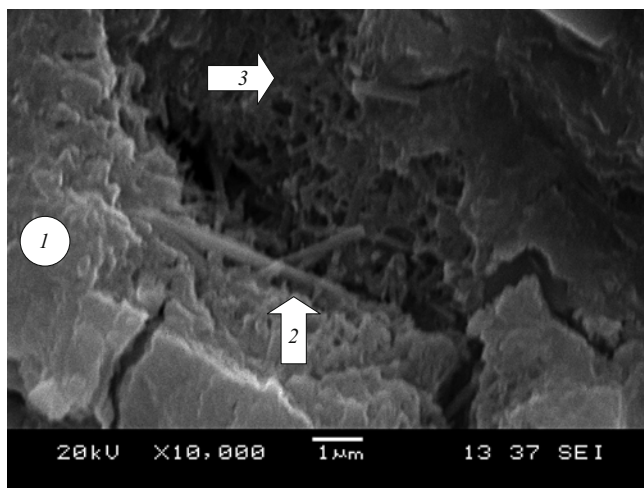


Рис. 6. Полости между частицами цемента, заполненные игольчатыми новообразованиями для мелкозернистого бетона с добавкой “Пенетрон-Адмикс”

ром 1,5 – 3 мк (например, между стрелками 1 и 2). Известно, что пластинки тоберморита могут иметь размер около 0,12 мкм, а трехкальциевый гидроалюминат кристаллизуется в виде шестиугольных пластинок [5].

На рис. 4 показан цементный камень после гидратации при использовании добавки “Пенетрон-Адмикс” при увеличении, позволяющем оценить структуру на уровне частиц цемента. Ширина раскрытия полости между цементными зернами (поз. 1) в соответствии с этим рисунком достигает 5 – 7 мкм. Поверхность цементных зерен также покрыта слоями из пластинок и чешуек из новообразований, основу которых составляет тоберморит, но изменились их внешний вид, размеры, направление фиксации. Добавка “Пенетрон-Адмикс” привела к тому, что укрупнились размеры пластинок до 3,5 – 7 мкм, что в 2 – 15 раз больше, чем в цементном камне без использования добавки. Уже не все пластинки располагаются параллельными слоями (поз. 2), часть пластинок расположена веерообразно (поз. 3). Увеличилось и расстояние между пластинками. Так как в совокупности рассматриваемая масса пластинок и чешуек представляет собой тоберморитовый гель, то можно сказать, что объём тоберморитового геля в цементном камне, представленном на рис. 4, при одном и том же количестве твёрдого вещества в геле будет значительно больше, чем объём геля в цементном камне, представленном на рис. 3. Распушённый добавкой тоберморитовый гель, заполняя пространство между гидратированными цементными частицами, будет уменьшать свободное пространство между ними, создавать свою собственную систему каналов и капилляров взамен широких полостей между частицами и в усадочных трещинах. Вновь созданная система каналов и капилляров будет иметь размеры

полостей для проникновения воды значительно меньше, увеличит количество пор и капилляров диаметром менее 1 мкм, что придаст бетону большую водонепроницаемость. Часть новообразований кристаллизуется в виде игл (рис. 4, поз. 4). На рис. 4 стрелкой 5 показана трещина, отделяющая зерно цемента, покрытое продуктами гидратации, от других зерен. Ширина раскрытия трещины в данном случае равна 0,1 – 0,15 мкм.

На рис. 5 показан цементный камень при увеличении в 10 000 раз. Видна трещина (поз. 1) с шириной раскрытия 2 мкм и более мелкие трещины с шириной раскрытия до 0,1 мкм. Трещина с раскрытием 2 мкм проницаема для воды и свободна от новообразований. Стрелка 2 указывает на участок цементного камня, сформированный из слоистого тоберморита; Стрелка 3 — на торцы волокнистых структур, а стрелка 4 — на вид тех же структур сбоку. Волокнистые структуры могут быть образованы из трубчатых тоберморитов или гидроалюминатов кальция. Длина волокон до 0,6 – 0,8 мкм, а диаметр до 0,12 – 0,14 мкм.

Сравнивая рис. 6 с рис. 5, можно отметить, что трещина (поз. 3 на рис. 6) между частицами (поз. 1 на рис. 6) цемента имеет ширину примерно равную 2 мкм и на 80 – 85 % заполнена новообразованиями, появившимися после гидратации минералов с поверхности цементных зерен. Одна часть этих новообразований, возможно, представлена иглами гидросиликата кальция (поз. 2), другая — волокнами тоберморита. И хотя масса этих новообразований обладает высокой пористостью, они своим присутствием уменьшают свободный просвет трещины, значительно снижая её водопроницаемость, повышая в конечном итоге водонепроницаемость бетона.

Выводы

1. Бетон и цементный камень пронизаны большим количеством трещин и полостей, которые образуются не только у поверхности заполнителя, но и между цементными зёрнами. Тем не менее, они способны надёжно работать, воспринимая силовые и иные нагрузки.

2. Полости у границы заполнитель — цементный камень образуются в конце схватывания цементного теста в результате его контракции при переходе от пластичного состояния в твердое.

3. Трещины между частицами цемента могут образовываться в результате усадки цементного камня, в этом случае они имеют вид условных прямых полостей, и в результате неплотного сближения цементных частиц, если продуктов гидратации недостаточно, чтобы их заполнить, и тогда трещины имеют вид ломаных.

4. В цементном камне обычного состава без добавок продукты гидратации в виде пластин, чешуек, волокон, иглообразных кристаллов имеют небольшие размеры, располагаются на поверхности цементных зерен, где плотно укладываются в слоистые структуры, практически не влияя на степень заполнения трещин между зёрнами цемента.

5. Добавка “Пенетрон-Адмикс” изменяет структуру тоберморитового геля; способствует увеличению сечения пластинок, которые его формируют; увеличивает расстояние между пластинками; изменяет направление развития соседних пластинок, заставляя их раскрываться веером. Кроме того, создаются условия для кристаллизации гидросиликата кальция в виде щеток игловидных кристаллов, заполняющих полости между зёрнами. В результате при одной и той же массе тоберморитового геля при использовании добавки “Пенетрон-Адмикс” объём геля вырастает по сравнению с гелем цементного камня твердевшего без добавки. Гель получается более рыхлой структуры, заполняет трещины между цементными зёрнами, уменьшая поперечный размер щелей, пор, капилляров цементного камня. Водонепроницаемость бетона увеличивается.

Список литературы

1. Гершберг О. А. Технология бетонных и железобетонных изделий. — М.: Стройиздат, 1971. 360 с.
2. Чеховский Ю. В. Понижение проницаемости бетона. — М.: Энергия, 1968. 192 с.
3. Никишкин В. А. Влияние структуры и плотности на прочность и деформативность плотного строительного бетона и его составляющих. — Екатеринбург: УГТУ-УПИ, 2009. 269 с.
4. Мори Х., Судо Г., Минэгиси К., Ота Т. Некоторые свойства С-S-H-геля, полученного путем гидратации С3Н в присутствии щелочи / Шестой международный конгресс по химии цемента. — М.: Стройиздат, 1976. С. 223 – 227.
5. Грудено А. Микроструктура твердеющего цементного теста // Четвертый международный конгресс по химии цемента. — М.: Стройиздат, 1964. С. 459 – 469.

Организация и проведение работ по выявлению и сокращению количества бесхозных гидротехнических сооружений и обеспечению их безопасности

Фролов Д. И., Щурский О. М., Пименов В. И. (Федеральная служба по экологическому, технологическому и атомному надзору)

В Российской Федерации эксплуатируется свыше 65 тыс. гидротехнических сооружений (ГТС) различного назначения, созданных для водообеспечения населения, решения задач гидроэнергетики, водного транспорта, сельского хозяйства, других объектов экономики и регулирования речного стока. Из них ГТС, которые не имеют собственника или собственник которых неизвестен, на конец 2011 г. насчитывается 7514 единиц, в том числе 1231 с неудовлетворительным и 221 с опасным уровнем безопасности. В статье приводятся результаты организации и проведения работ Ростехнадзором по выявлению и сокращению количества бесхозных ГТС.

Ключевые слова: безопасность, бесхозное гидротехническое сооружение.

По результатам последней инвентаризации в Российской Федерации эксплуатируется свыше 65 тыс. гидроузлов. Важнейшей проблемой обеспечения безопасности гидротехнических сооружений (ГТС) являются выявление и сокращение количества бесхозных гидроузлов различного назначения, созданных для водообеспечения населения, решения задач гидроэнергетики, водного транспорта, сельского хозяйства, других объектов экономики и регулирования речного стока. Из них гидроузлов, которые не имеют собственника или собственник которых неизвестен, на конец 2011 г. насчитывается 7514 единиц, в том числе 1231 с неудовлетворительным и 221 с опасным уровнем безопасности. Всего в 2011 г. ликвидировано 982 бесхозных гидроузла, на 401 сооружение оформлены права собственности.

Бесхозные гидротехнические сооружения преимущественно представлены грунтовыми дамбами небольшой высоты и протяжённости, возведёнными для создания прудов и водохранилищ мелиоративных и животноводческих комплексов, рыбозаведения, противопожарных водоёмов, а также других водных объектов муниципального значения.

подавляющее большинство представленных бесхозных ГТС является сооружениями IV класса. Возводились они во многих случаях хозяйственным способом, без составления проектно-сметной документации, без постановки их на учёт как недвижимое имущество в территориальных органах Федеральной регистрационной службы. Значительная часть сооружений принадлежала ликвидированным в настоящее время сельскохозяйственным организациям.

Распределение бесхозных ГТС по уровню безопасности (в соответствии с Административным регламентом исполнения Росводресурсами,

Ростехнадзором и Ространснадзором государственной функции по государственной регистрации гидротехнических сооружений, утверждённым приказом Минприроды России и Минтранса России от 27.04.2009 № 117/66, зарегистрированным в Минюсте России от 08.07.2009 № 14276 представлено на рис. 1.

В отсутствие проектов ГТС, технической документации по их эксплуатации, материалов наблюдений за динамикой процессов, происходящих в ГТС напорного фронта и грунтах оснований многочисленных низконапорных ГТС, невозможно дать точную оценку состояния и уровня безопасности таких ГТС и установить риск их аварии. Вместе с тем имеется возможность получить объективную оценку и достаточно большой объём информации при проведении обследований указанных сооружений силами специалистов-экспертов, как это делается, например, в Московской области, привлекая к этой работе профессионалов-гидротехников из МГУП [1, 2], выполнивших детальные обследования порядка 1260 гидроузлов Московской области.

Для оценки состояния и уровня безопасности данных объектов Ростехнадзору необходимо привлекать специалистов научно-технических и экспертных организаций.

Ростехнадзором в последнее время проведена определенная работа в части организации и проведения работ по выявлению и сокращению количества бесхозных ГТС.

Территориальными управлениями Ростехнадзора совместно с главными управлениями Министерства Российской Федерации по делам гражданской обороны, чрезвычайным ситуациям и ликвидации последствий стихийных бедствий по субъектам Российской Федерации подготовлены пообъектные перечни бесхозных ГТС по каждому субъекту

Российской Федерации с выделением в них сооружений с опасным уровнем безопасности.

Данные перечни составлены на основании информации, полученной в результате инвентаризации бесхозяйных ГТС, проведенной во взаимодействии с федеральными органами исполнительной власти, органами государственной власти субъектов Российской Федерации и органами местного самоуправления (рис. 2).

Распределение бесхозяйных ГТС по федеральным округам выглядит следующим образом: Центральный ФО — 3126 (41,6 %); Северо-Западный ФО — 120 (1,6 %); Южный ФО — 1132 (15,1 %); Северо-Кавказский ФО — 364 (4,8 %); Приволжский ФО — 1969 (26,2 %); Уральский ФО — 116 (1,5 %); Сибирский ФО — 576 (7,7 %); Дальневосточный ФО — 111 (1,5 %).

В настоящее время инспекторским составом территориальных управлений Ростехнадзора выполняется фотографирование бесхозяйных ГТС с привязкой координат местности. По снятым фотографическим материалам формируется альбом бесхозяйных ГТС с опасным уровнем безопасности, и в дальнейшем возможны размещение и привязка этих фотографий на интерактивной карте Российской Федерации.

При ликвидации бесхозяйных ГТС необходимо учитывать возможные неблагоприятные последствия, а именно:

социальную напряженность, связанную с тем, что местные жители используют водоемы для хозяйственных нужд и в рекреационных целях;

наличие на дне водоемов значительного количества накоплений наносов, которые могут содержать элементы, представляющие опасность для окружающей среды и населения при спуске воды;

возникновение угрозы заболачивания ложа водоема;

снижение уровня грунтовых вод, сложившегося в течение многих лет, и, как следствие, уменьшение водообеспеченности водоносных горизонтов.

На протяжении последних двух лет и в настоящее время вопросы, связанные с установлением органа (лица или организации), ответственного за безопасность бесхозяйного гидротехнического сооружения, являются наиболее важными и трудоемкими.

Учитывая вышеизложенное, необходимо проведение работ по передаче бесхозяйных ГТС в собственность, например муниципальную, с выделением соответствующих средств на их ремонт и эксплуатацию. Это потребует, в свою очередь, подготовки соответствующей документации по сооружениям, в частности паспортов ГТС, определения стоимости сооружений, на что также должны быть предусмотрены финансовые средства.

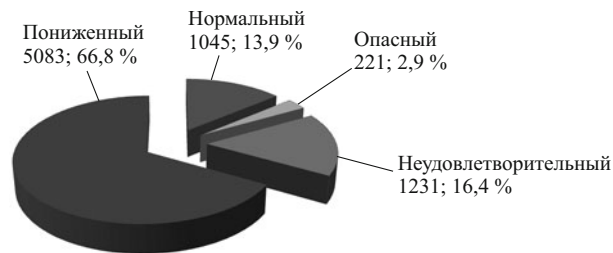


Рис. 1. Распределение бесхозяйных гидротехнических сооружений по уровню безопасности

В целях координации действий в сфере обеспечения безопасности ГТС на территории соответствующих субъектов Российской Федерации между центральными исполнительными органами государственной власти субъектов Российской Федерации, заинтересованными территориальными органами федеральных органов исполнительной власти и органами местного самоуправления территориальные управления Ростехнадзора провели работу по созданию межведомственных комиссий по безопасности ГТС при правительствах республик, областей и краев, на которых также рассматривались вопросы по выявлению бесхозяйных ГТС, выполнению мероприятий по обеспечению их безопасности, учету и регистрации как бесхозяйного недвижимого имущества и последующему установлению собственников.

С целью обеспечения безопасности бесхозяйных ГТС до их оформления в собственность соответствующих муниципальных образований Ростехнадзором подготовлен проект Федерального закона “О внесении изменений в Федеральный закон от 21 июля 1997 г. № 117-ФЗ “О безопасности гидротехнических сооружений”.

Работа по передаче в собственность бесхозяйных ГТС осложняется отсутствием в законодательстве Российской Федерации норм по обязательному оформлению прав собственности. Муниципальные образования отказываются принимать бесхозяйные ГТС, поскольку это влечет за собой необходимость финансирования мероприятий по их приведению в безопасное состояние. В связи с отсутствием нормативных правовых актов в данной области органы исполнительной власти субъектов Российской Федерации не имеют возможности законодательно обязать муниципальные образования обеспечить безопасность бесхозяйных ГТС и проводить работу по определению собственников.

В ряде субъектов Российской Федерации проблема определения собственников бесхозяйных ГТС положительно решается в судебном порядке по заявлению органов прокуратуры Российской Федерации о признании незаконным бездействия администраций муниципальных образований в вопросе постановки на учет данных ГТС.

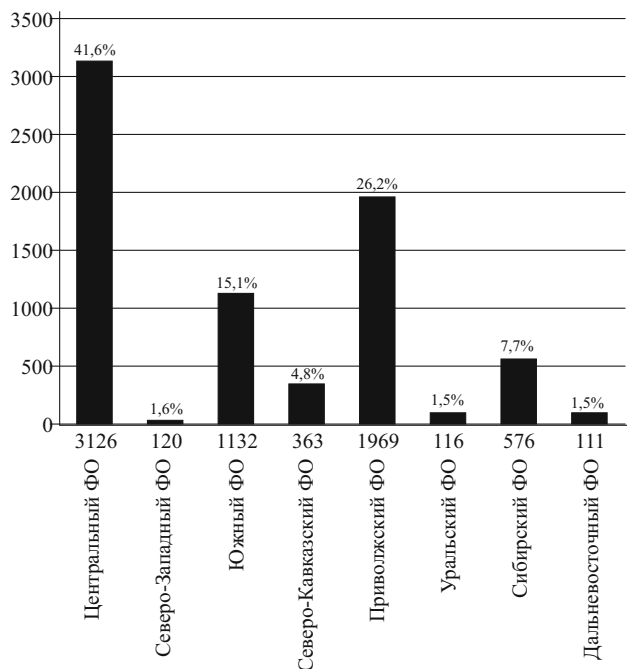


Рис. 2. Распределение бесхозяйных гидротехнических сооружений по федеральным округам

В то же время Ростехнадзор отмечает, что все ГТС, в том числе и бесхозяйные, вне зависимости от уровня безопасности, являются объектами потенциальной опасности для населения и окружающей среды, так как их эксплуатация (или её отсутствие) связана с рисками возникновения гидродинамических аварий, последствия от которых, начиная от загрязнения водных объектов и локальных участков прилегающей к ГТС территории, могут также иметь катастрофические результаты с потерей управления экономикой страны или её административно-территориальных единиц, угрозами жизни и здоровью людей, а также полной или частичной утратой ГТС и водохранилищ как объектов хозяйственной деятельности.

Поэтому Ростехнадзор считает передачу бесхозяйного ГТС в собственность только частью решения задачи по предотвращению аварий и предупреждению негативного воздействия от эксплуатации ГТС на жизнедеятельность населения страны и окружающую природную среду, поскольку основной задачей собственников ГТС, эксплуатирующих организаций и органов надзора за безопасностью ГТС является обеспечение необходимых и достаточных мер, направленных на снижение степени вероятного риска возникновения аварий ГТС до допустимых значений, на основе результатов непрерывных наблюдений за критериальными показателями безопасности ГТС, установленными проектом, нормами и правилами безопасной эксплуатации ГТС.

В реальности бесхозяйные ГТС большей частью передаются в собственность владельцам, не

имеющим необходимой квалификационной подготовки, без соответствующей проектной и технической документации.

Для устранения противоречий, препятствующих передаче бесхозяйных ГТС в собственность органов местного самоуправления, на территории которых они находятся, а также установления на законодательном уровне обязанности органов местного самоуправления выявлять и ставить на учет в качестве бесхозяйных недвижимых вещей бесхозяйные ГТС, расположенные на территории муниципальных образований, необходимо в рамках выполнения Плана мероприятий по реализации Водной стратегии Российской Федерации на период до 2020 г. продолжить работу по совершенствованию законодательства о безопасности ГТС в целях снижения рисков возникновения чрезвычайных ситуаций техногенного характера и сокращения количества бесхозяйных ГТС, для чего:

внести изменения в статью 225 Гражданского кодекса Российской Федерации в части установления не только права, но и обязанности органа, уполномоченного управлять муниципальным имуществом, обратиться в суд с требованием о признании права муниципальной собственности на бесхозяйную вещь в случаях, предусмотренных федеральным законом. Решение судебных органов при определении собственников ГТС должно базироваться на подтвержденных гарантиях потенциальных собственников в обеспеченности финансовыми средствами и квалифицированными кадрами для осуществления безопасного пользования бесхозяйной недвижимой вещью, что потребует отдельных изменений в законодательные акты;

внести соответствующие изменения в Федеральный закон от 6 ноября 2003 г. № 131-ФЗ “Об общих принципах организации местного самоуправления в Российской Федерации”, которыми вопросы местного значения поселения, муниципального района и городского округа дополняются полномочиями по обеспечению безопасности бесхозяйных гидротехнических сооружений, расположенных в границах соответствующего муниципального образования. Введение обязанности органов местного самоуправления поселения, муниципального района или городского округа обеспечивать безопасность бесхозяйных ГТС послужит мотивом для своевременного ремонта таких ГТС и, как следствие, сократит риски возникновения аварий и чрезвычайных ситуаций на ГТС;

внести изменение в статью 26.3 (пункт 2) Федерального закона от 6 октября 1999 г. № 184-ФЗ “Об общих принципах организации законодательных (представительных) и исполнительных органов государственной власти субъектов Российской Федерации” в части дополнения полномочий органов

государственной власти субъекта Российской Федерации по предметам совместного ведения, осуществляемым данными органами самостоятельно за счет средств бюджета субъекта Российской Федерации (за исключением субвенций из федерального бюджета), следующими полномочиями: “Обеспечение безопасности гидротехнических сооружений в соответствии с законодательством о безопасности гидротехнических сооружений”;

внести соответствующие поправки и дополнения в Кодекс Российской Федерации об административных правонарушениях в части правоприменительной практики в отношении органов исполнительной власти в области безопасности ГТС субъектов Российской Федерации, а также органов местного самоуправления муниципальных поселений, районов и городских округов за нарушение норм и правил безопасности ГТС в соответствии с внесёнными изменениями в нормативные правовые акты;

разработать проект постановления Правительства Российской Федерации “Об утверждении Положения об эксплуатации гидротехнического сооружения и обеспечении безопасности гидротехнического сооружения, разрешение на строительство и эксплуатацию которого аннулировано (в том числе гидротехнического сооружения, находящегося в аварийном состоянии), а также гидротехнического сооружения, которое подлежит консервации или ликвидации, и гидротехнического сооружения, которое не имеет собственника”, разработка которого обусловлена анализом правоприменительной практики постановления Правительства Российской Федерации от 27 февраля 1999 г. № 237 “Об утверждении положения об эксплуатации гидротехнического сооружения и обеспечении безопасности гидротехнического сооружения, разрешение на строительство и эксплуатацию которого аннулировано, а также гидротехнического сооружения, подлежащего консервации, ликвидации либо не имеющего собственника”.

Таким образом, решение проблемы безопасности бесхозных ГТС требует комплексного подхода и усилий не только надзорных органов, но и федеральных органов исполнительной власти, органов исполнительной власти субъектов Российской Федерации, а также органов местного самоуправления.

Для кардинального решения задачи сокращения количества бесхозных ГТС Ростехнадзор считает необходимым проведение следующих мероприятий:

во взаимодействии с МЧС России, Минприроды России, Федеральным агентством водных ресурсов, органами исполнительной власти субъектов Российской Федерации определить перечень бесхозных ГТС, утративших необходимость в последующей хозяйственной деятельности, и разработать программу их ликвидации;

во взаимодействии с органами исполнительной власти субъектов Российской Федерации определить бюджетные средства, необходимые для проведения изысканий и исследовательских работ и разработки проектной и соответствующей исполнительной документации по бесхозным ГТС и сооружения, переданным в собственность муниципальным образованиям;

разработать программы квалификационной подготовки для специалистов, эксплуатирующих малые ГТС водохозяйственного комплекса, и организовать обучение представителей муниципальных образований, принявших в собственность бесхозные ГТС, за счёт средств федерального и местных бюджетов;

во взаимодействии с МЧС России, органами исполнительной власти субъектов Российской Федерации подготовить перечень ГТС водохозяйственного комплекса, не представляющих угрозу для населения и прилегающих территорий, в целях принятия решения по организации надзора за их безопасностью, в том числе передачи полномочий по надзору органам местного самоуправления.

Исследования деформационных свойств пород в скважинах на больших глубинах

Речицкий В. И., кандидат техн. наук

(ЦСГНЭО — филиал ОАО “Институт Гидропроект”),

Алёшин И. В., инженер (ООО “Центр геодинамических исследований”)

Приводятся результаты исследований деформационных свойств пород в скважинах на больших глубинах, выполненных при участии и под руководством авторов на площадке предполагаемого строительства общественно делового центра “Охта” в г. Санкт-Петербурге.

Ключевые слова: исследования деформационных свойств пород на больших глубинах, прессиометрические испытания, модули деформации и упругости, коэффициенты вариации

Исследования деформационных свойств пород в скважинах получили широкое распространение начиная с 60-х годов прошлого столетия. Преимущества данного вида исследований заключаются в возможности оценки свойств пород в их естественном залегании, а также в оперативности и относительно низкой трудоемкости этих исследований по сравнению с крупномасштабными опытами в специально проходимых шурфах, подземных камерах и пр. Различают два вида испытаний в скважинах: с помощью металлических штампов, когда нагрузка передается на забой скважины, и с помощью зондов прессиометров, передающих нагрузку на стенки скважины. Несомненным достоинством прессиометрических испытаний по сравнению со штамповыми является возможность проведения опытов на больших глубинах, а недостатком — нагружение стенок скважин в горизонтальном направлении (при вертикальных скважинах), что в случае анизотропных грунтов требует пересчета определенного в опытах модуля деформации на искомое вертикальное направление.

В России и за рубежом разработано большое количество прессиометрических комплексов (их также называют дилатометрическими), предназначенных для работы в разных грунтах и на разной глубине. Наиболее широко прессиометрические испытания применяются в гидротехническом строительстве, где требуемая глубина исследований пород и передаваемые на них удельные нагрузки от плотин весьма значительны. Однако в последние годы прессиометрия становится все более востребованной в крупных мегаполисах в связи с проектированием и строительством высокоэтажных зданий многофункционального назначения, как правило, с несколькими подземными уровнями. При возведении таких зданий зачастую становится необходимым исследовать свойства пород на глубинах 40 – 50 м и более, недоступных для штамповых ис-

пытаний. Соответственно повысились требования к величине давления, которое прессиометрический зонд должен передавать на стенки скважин.

В настоящей статье рассматривается пример исследований деформационных свойств пород в скважинах на больших глубинах, выполненных при участии и под руководством авторов на площадке предполагаемого строительства общественно-делового центра “Охта” в г. Санкт-Петербурге.

Краткая характеристика объекта. Задачи и объем исследований. На рассматриваемой строительной площадке предполагалось сооружение 77-этажного здания высотой около 400 м с тремя подземными этажами. Фундамент здания планировалось выполнить в виде железобетонной плиты с глубиной подошвы 15 м, усиленной под высотной частью глубокими баретами. Железобетонные бареты имеют размеры в плане 1,5 на 3,0 м, их подошва по проекту располагается на глубине около 90 м от поверхности, расчетная погонная нагрузка на барету составляет 20 МН/м.

Геологическая структура площадки на разведанную глубину 150 м представлена четвертичными отложениями, подстилаемыми Вендской системой верхнеальгонкского периода Котлинского горизонта. Расчетная модель основания проектируемого здания по данным инженерно-геологических изысканий, выполненных ООО “Строительное управление № 299” (г. Санкт-Петербург), определена в виде 13 инженерно-геологических элементов (ИГЭ), которые разделяются на три группы:

сильносжимаемые и тиксотропные грунты, расположенные в пределах глубин 0 – 25 м от поверхности и представленные водонасыщенными песками средней плотности, суглинками и глинами текучей консистенции с прослоями песка и супеси;

среднесжимаемые грунты с условным обобщенным обозначением ИГЭ-6*, залегающие на глубине до 40 м и представленные суглинками от тугопла-

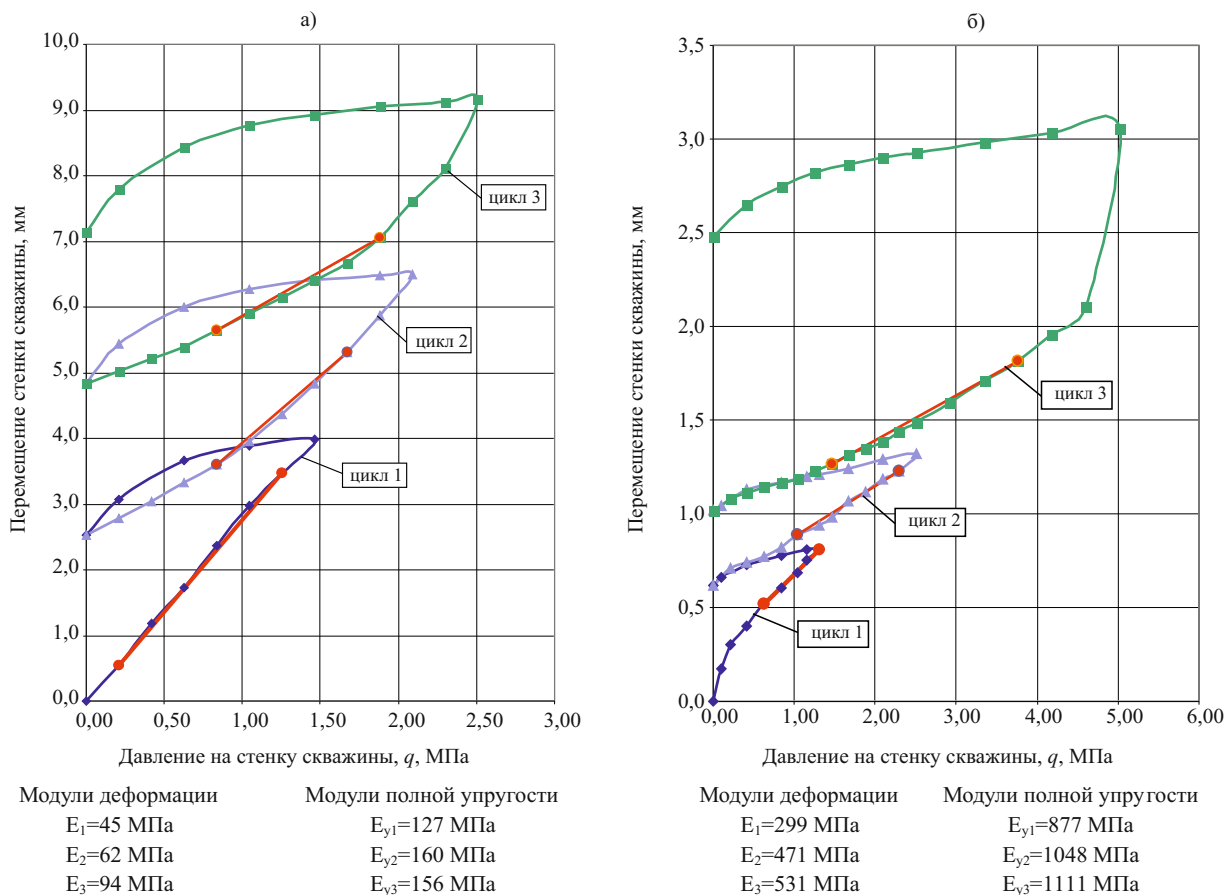


Рис. 1. Результаты испытаний в скважинах № 6п и 4п грунтов ИГЭ-11 на глубине 40 м (а) и ИГЭ-12 на глубине 62 м (б)

стичной до твердой консистенции, с включениями гравия и гальки;

малосжимаемые грунты, представленные вендскими твердыми глинами, в верхней части дислоцированными, с прослоями и линзами песка цементированного (ИГЭ-11), переходящего с глубиной в песчаник (ИГЭ-12, 12а и 13).

Прессиометрические испытания проводились в трех скважинах на глубинах от 25 до 130 м, в пределах расположения средне- и малосжимаемых грунтов*.

В задачу прессиометрических испытаний входило определение характеристик деформируемости грунтов основания проектируемого здания в условиях их естественного сложения, в различном диапазоне нагрузок.

В соответствии с Техническими указаниями, разработанными НИИОСП им. Н. М. Герсеванова, испытания проводились в медленном режиме, в три цикла “нагрузка — разгрузка”, с повышением максимальных удельных нагрузок на стенки скважин от цикла к циклу. В последнем третьем цикле давление повышалось до величины, при которой происходили незатухающие деформации грунта,

или до максимального значения, определяемого предельными характеристиками прибора. Все испытания начинались с приложения на стенки скважин небольшого начального давления, обеспечивающего плотный контакт силового элемента прибора с грунтом. Это начальное давление затем в расчетах обнулялось.

На глубинах от 25 до 70 м для проведения испытаний использовался прессиометрический комплекс ПК-3М конструкции Гидропроекта, апробированный за много лет эксплуатации на большом количестве объектов с разными грунтовыми условиями. На глубинах свыше 70 м, из-за невозможности использования прессиометра Гидропроекта, опыты проводились с помощью дилатометрического комплекса IF 096-3 фирмы “Boart Longyear Interfels GmbH” (Голландия — Германия). Для сравнения результатов опытов, получаемых двумя комплексами, в одной из скважин была выполнена серия из четырех пар сопоставительных испытаний на близких глубинах.

Отличительной особенностью комплекса ПК-3М является секторная передача нагрузки на стенку скважины с помощью выдвигного стального пуансона (или нескольких пуансонов) длиной около 0,3 м. При этом силовой эластичный элемент из вакуумной резины, создающий давление на пу-

* Испытания проводились инженерами ООО “ЦИ” Алёшиным И. В., Чистяковым В. А. и Артамоновым Д. В. при участии специалиста немецкой фирмы “Interfels GmbH” Е. Кёнига.

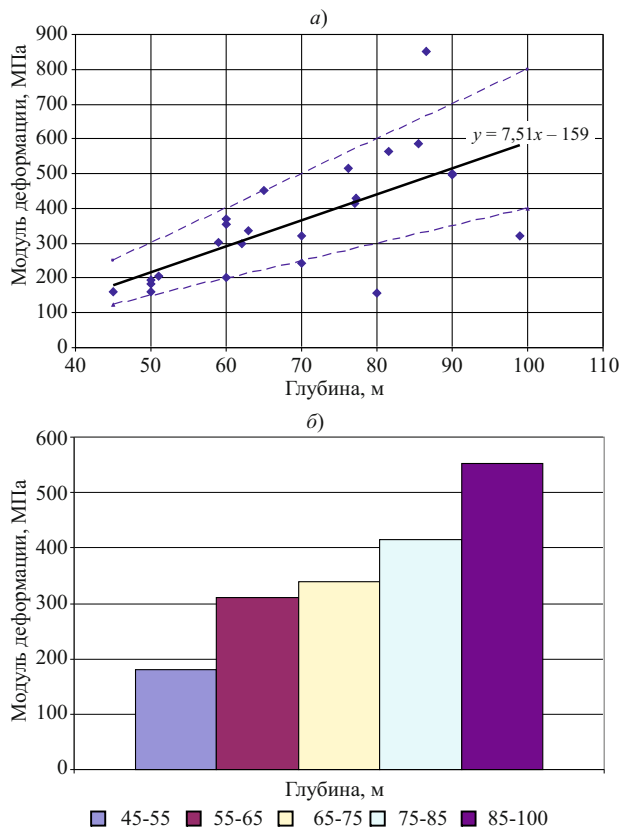


Рис. 2. Связь модуля деформации с глубиной залегания грунтов ИГЭ-12 в виде графика (а) и гистограммы (б). Данные по 1-му циклу испытаний

ансон-штамп, располагается внутри металлического корпуса зонда. Величина перемещений стенки скважины во время опытов определяется по изменению объема жидкости в гидросистеме, точность измерения перемещений — 0,002 мм. Требуемый диаметр скважин — 108 мм.

В отличие от прессиометра Гидропроекта рабочий орган (рукав) дилатометра ИФ 096-3 передает давление на грунт равномерно по всему периметру скважины. Рукав представляет собой цилиндр из армированной высокопрочной резины длиной 1 м и диаметром 96 мм. Измерение его перемещений осуществляется прямым способом при помощи трех датчиков деформаций, располагаемых на расстоянии 75 мм и под углом 120° друг к другу, точность измерений — 0,001 мм. За расчетное перемещение стенки скважины принимается среднее из полученных трех значений. Оптимальный диаметр скважин для испытаний комплексом ИФ 096-3 составляет 101 мм.

Оба комплекса позволяют создавать большие удельные нагрузки на стенки скважин — до 10 МПа и определять деформационные характеристики пород в широком диапазоне модулей деформации — от 10 – 15 до 10 000 МПа и выше.

Всего на объекте ОДЦ “Охта” было проведено 57 испытаний, из которых 26 испытаний выполнено комплексом ПК-3М и 31 — комплексом ИФ

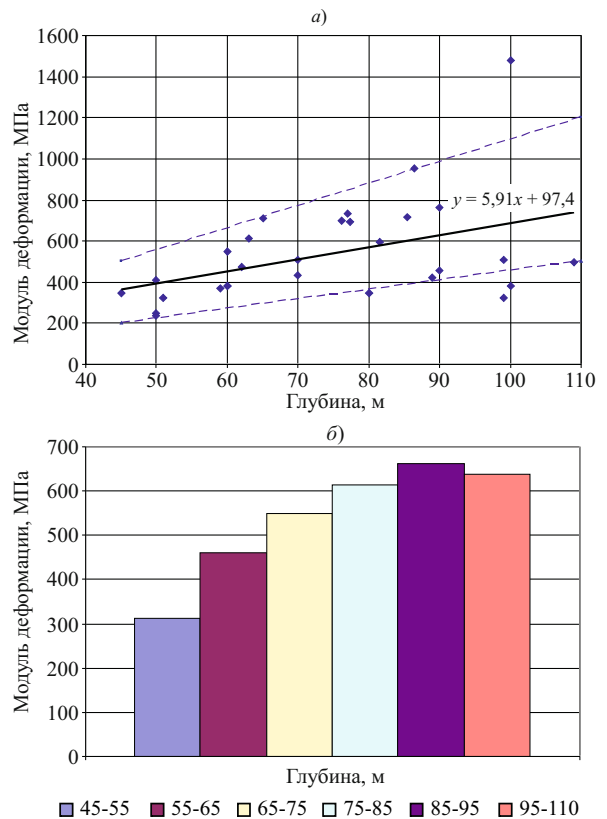


Рис. 3. Связь модуля деформации с глубиной залегания грунтов ИГЭ-12 в виде графика (а) и гистограммы (б). Данные по 2-му циклу испытаний

096-3. Испытаниями было опробовано пять ИГЭ, при этом в ИГЭ-6* и в ИГЭ-11 было выполнено по шесть опытов, в ИГЭ-12а — девять опытов, в ИГЭ-12 – 29 опытов и в ИГЭ-13 — семь опытов. Все испытания проводились в медленном режиме с выдержкой давления на каждой ступени до условной стабилизации деформаций по ГОСТ 20276–99 [1].

Результаты исследований. По результатам выполненных опытов на основании полученных зависимостей перемещений стенок скважин u от приложенного давления q определялись модули деформации E (по ветви нагрузки) и модули упругости E_y (по ветви разгрузки) для каждого цикла испытаний. При определении модулей деформации использовались близкие к прямолинейным участки ветви нагрузки, модули упругости определялись по всей ветви разгрузки (поэтому они также назывались модулями полной упругости).

Примеры двух испытаний, включающих в себя три цикла “нагрузка — разгрузка”, выполненных в вендских глинах на глубинах 40 м (ИГЭ-11) и 62 м (ИГЭ-12), приведены на рис. 1.

Результаты прессиометрических исследований в виде средних (нормативных) значений модулей деформации испытанных толщ грунтов в каждом цикле испытаний и их коэффициентов вариации приведены в табл. 1.

Статистическая обработка результатов испытаний проводилась по ГОСТ 20522–96 [2]. При этом в отдельных случаях были исключены из рассмотрения данные по опытам с резко отличающимися значениями модулей деформации, которые рассматривались как “случайные выбросы” из общей генеральной выборки.

По результатам выполненных испытаний могут быть сделаны следующие основные выводы.

Полученные данные подтвердили малую сжимаемость грунтов ИГЭ-12, которые будут служить основанием барет высотной части здания ОДЦ “Охта”. Модули деформации толщи ИГЭ-12 намного превышают модули грунтов ИГЭ-11: средние значения модулей деформации этих ИГЭ отличаются в разных циклах в 4,8 – 6,6 раз. Различие между деформационными характеристиками грунтов ИГЭ-12 и ИГЭ-12а не является столь большим, но тоже существенно: в первых двух циклах средние модули деформации толщи ИГЭ-12 превышают соответствующие значения толщи ИГЭ-12а в 1,8 раза. Как и ожидалось, наиболее низкими модулями деформации (в среднем 26 МПа по 1-му циклу и 32 МПа по 2-му циклу) характеризуются грунты обобщенной толщи ИГЭ-6*, наиболее высокими — залегающие на глубинах свыше 110 м породы толщи ИГЭ-13.

Во всех опытах модуль деформации, полученный в последующем цикле испытаний, превышал модуль предыдущего цикла. При этом более значительная разница наблюдалась между 1-м и 2-м циклами, чем между 2-м и 3-м. Такую закономерность можно объяснить разгрузкой грунтов, происходящей при бурении скважин, что и отразилось на более низких модулях деформации 1-го цикла. Во 2-м и в 3-м циклах опробовался уже более плотный грунт, близкий к сохранному (естественному) состоянию, имеющий соответственно более высокий модуль.

Отношение средних модулей полной упругости E_y к модулям деформации E по результатам опытов в разных ИГЭ изменялось в следующих пределах: в 1-м цикле от 4,0 до 5,6; во 2-м — от 2,4 до 3,5 и в 3-м — от 1,6 до 2,4. Как видим, это отношение от цикла к циклу уменьшается, что является следствием снижения относительных остаточных деформаций грунтов при их уплотнении.

При испытаниях максимальные значения удельных нагрузок на стенки скважин в ходе выполнения 3-го цикла испытаний составили: для ИГЭ-6* — 1,5 – 2,0 МПа, для ИГЭ-11-5,5-6,0 МПа, для ИГЭ-12, 12а и 13 – 7,0 – 8,5 МПа.

Следует отметить, что в ряде опытов определение модуля деформации было связано с некоторыми трудностями из-за нелинейного характера зависимости $u = f(q)$. В таких случаях (наблюдаемых также на других объектах и связанных, по-видимому, с неоднородным строением грунтов) вычисление модуля деформации целесообразно осуществлять по прямолинейному отрезку в заданном диапазоне давлений, который может быть получен по опытными данным методом наименьших квадратов. Такой способ определения величины E , по мнению авторов, следует предусмотреть в действующих нормативных документах.

Из табл. 1 следует, что все исследуемые грунты обладают достаточно высокими значениями коэффициентов вариации модуля деформации, что свидетельствует об их деформационной неоднородности. Учитывая это, расчетные модули деформации рассматриваемых ИГЭ определялись по ГОСТ 20522–96 при коэффициенте доверительной вероятности $\alpha = 0,85$, который рекомендован СНиП 2.02.01-83* [3] для расчетов оснований по деформациям. Результаты соответствующих вычислений расчетных значений модулей деформации исследуемых толщ грунтов для 1-го и 2-го циклов сведены в табл. 2.

Следует отметить, что для грунтов ИГЭ-12, залегающих в большом диапазоне глубин — от 45 до

Т а б л и ц а 1

Средние (нормативные) значения модулей деформации испытанных грунтов и их коэффициенты вариации

Номер ИГЭ	Кол-во опытов	Средние значения E , МПа			Коэффициенты вариации v		
		1-й цикл	2-й цикл	3-й цикл	1-й цикл	2-й цикл	3-й цикл
6*	6	20	32	43	0,29	0,37	0,35
11	6	50	86	125	0,76	0,84	0,75
12а	9	185	286	421	0,36	0,46	0,47
12	29	332	502	595	0,52	0,35	0,43
13	7	490	920	1393	0,44	0,33	0,21

Т а б л и ц а 2

Коэффициенты надежности по грунту и расчетные значения модулей деформации исследуемых ИГЭ

Номер ИГЭ	1-й цикл		2-й цикл	
	γ_g	E , МПа	γ_g	E , МПа
6*	1,16	17	1,21	26
11	1,56	32	1,66	52
12а	1,15	161	1,21	236
12	1,11	299	1,07	469
13	1,23	398	1,16	793

110 м, полученный разброс значений модуля деформации объясняется не только неоднородностью грунтов, но и изменением модуля с глубиной. Связь модуля деформации грунтов ИГЭ-12 с глубиной можно проследить на рис. 2 и 3 соответственно для 1-го и 2-го циклов испытаний. Из этих рисунков можно видеть, что имеет место закономерное возрастание модулей деформации с повышением глубины залегания грунтов. Учитывая природную неоднородность пород, на рис. 2, а и 3, а выделены области вероятных значений модулей деформации 1-го и 2-го циклов, соответствующие разной глубине опробования.

Сопоставление результатов четырех пар опытов, проведенных в скважине № 4п на соседних отметках с помощью комплексов ПК-3М и IF 096-3, показало в целом незначительное отличие в модулях деформации в разных циклах испытаний — от 1 до 27 % (в среднем 16 %). В большинстве случаев модули деформации в опытах с комплексом IF 096-3 были получены более высокими.

Как отмечалось, прессиометрические исследования в вертикальных скважинах позволяют определять модуль деформации в горизонтальном направлении, поэтому приведенные в табл. 2 значения E соответствуют горизонтальному приложению нагрузок. Для пересчета расчетных модулей в вертикальное направление необходимо учитывать анизотропию грунтов. Кроме этого, при назначении расчетных модулей грунтов ИГЭ-12 следует принять во внимание также полученный тренд увеличения модулей с глубиной.

Дополнительным важным фактором, связанным с назначением расчетных модулей деформации, является предполагаемая степень техногенной разгрузки рассматриваемых грунтов в процессе строительных работ. При большой вероятности такой разгрузки следует ориентироваться на значения модулей деформации, полученные в 1-м цикле испытаний, при ее отсутствии — на значения модулей 2-го цикла.

Наряду с деформационными характеристиками, для грунтов ИГЭ-12 было определено сопротивление недренированному сдвигу s_u . Для этого использовались опыты, в которых имел место явно нелинейный (пластический) характер деформирования стенки скважины. Как правило, это происходило в конце 3-го цикла испытаний, когда давление на грунт достигало значений, близких к предельным. В соответствии с работами [4–6] сопротивление недренированному сдвигу определялось как отношение приращения давления Δq , передаваемого прессиометром на стенку скважины, к изменению логарифмов относительных объемных деформаций

грунта $\Delta V/V$, вызванных этим приращением. По результатам 13-ти опытов с IF 096-3 средняя величина сопротивления недренированному сдвигу составила $(s_u)_{cp} = 0,58$ МПа, коэффициент вариации $v = 0,16$.

В заключение следует отметить, что с помощью длительных прессиометрических опытов могут быть определены также реологические характеристики пород, используемые в соответствующих математических моделях [7].

К сожалению, до настоящего времени прессиометрические испытания для определения сдвиговых и реологических характеристик пород практически не используются, что не позволяет получать более полную информацию по результатам этих опытов.

Выводы

1. Существующие в настоящее время прессиометрические (дилатометрические) комплексы способны оперативно определять деформационные характеристики большой разновидности грунтов в их естественном состоянии, залегающих на глубинах до 100 м и более. Это расширяет область применения прессиометрических исследований и позволяет использовать их для более детального исследования оснований крупных гидротехнических объектов, а также высотных гражданских зданий и сооружений.

2. Наряду с деформационными характеристиками грунтов, по результатам прессиометрических испытаний могут быть определены также их сдвиговые и реологические параметры. Соответствующие определения рекомендуется включать в технические задания на данный вид исследований, что повысит полноту и ценность результатов, получаемых в прессиометрических опытах.

Список литературы

1. ГОСТ 20276–99. Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости / МНТКС. М., 1999.
2. ГОСТ 20522–96. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний / МНТКС. М., 1996.
3. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений / Госстрой. М., 1995.
4. Gibson R. E. and Anderson W. F. In situ measurement of soil properties with the pressuremeter. Civil Engineering and Public Works Review, Vol. 56, No. 658, 1961 May, pp. 615 – 618.
5. Palmer A. C. Undrained plane-strain expansion of a cylindrical cavity in clay: a simple interpretation of the pressuremeter test. Geotechnique 22, No. 3, 1972, pp. 451 – 457.
6. Hai-Sui Yu. Cavity Expansion Methods in Geomechanics, Kluwer Academic Publishers, Netherlands, 2000, 385 pp.
7. Гудман Р. Механика скальных пород: Пер. с англ. / Под ред. С. Б. Ухова. — М., Стройиздат, 1987.

Расчет ледовой абразии на примере маяков в Ботническом заливе

Беккер А. Т., доктор техн. наук, Уварова Т. Э., канд. техн. наук,
Помников Е. Е., инженер (Дальневосточный федеральный университет)

Эксплуатация бетонных оснований гравитационного типа на шельфе ледовитых морей с высокой динамикой дрейфа ледяного покрова сопряжена с рядом проблем. Одной из них является абразивный износ бетона конструкции, что вызывает опасность оголения арматуры и ее ускоренную коррозию в морской среде, потерю толщины и прочности конструктивных элементов. В результате динамических воздействий льда бетонная поверхность, контактирующая со льдом, постоянно истирается (сглаживается) с образованием усталостных трещин, что ускоряет коррозию бетона. Плотность бетона при этом снижается, увеличивается пористость, соответственно, уменьшается сопротивляемость циклам замораживания-оттаивания. Для обеспечения безопасности эксплуатации бетонных оснований гравитационного типа необходимо определить максимальную глубину абразии за период эксплуатации.

Ключевые слова: шельф, основание гравитационного типа, ледовая лаборатория, ледовая абразия.

В настоящее время наиболее перспективными по разведанным запасам углеводородов и возможностям их освоения считаются месторождения в Баренцевом и Карском морях, а также месторождения на Сахалинском шельфе Охотского моря (Пильтун-Астохское, Лунское, Аркутун-Даги, Чайво и др.). Ледовый режим этих областей определяет методы строительства и технические решения нефтегазодобывающих сооружений.

Эксплуатация бетонных оснований гравитационного типа на шельфе ледовитых морей с высокой динамикой дрейфа ледяного покрова сопряжена с рядом проблем. Одной из них является абразивный износ бетона конструкции, что вызывает опасность оголения арматуры и ее ускоренную коррозию в морской среде, потерю толщины и прочности конструктивных элементов.

В настоящее время отсутствует какая-либо обоснованная теория расчета интенсивности ледовой абразии, а следовательно отсутствуют требования, предъявляемые к бетону при эксплуатации в ледовитых морях. В результате платформы для Лунского и Пильтун-Астохского месторождений были оборудованы специальными стальными ледозащитными поясами в зоне действия ледовой нагрузки (рис. 1). Их основная функция — защитить бетон от истирающего воздействия ледяного покрова.

Следует отметить, что металлические ледозащитные пояса не всегда могут противостоять ледовым воздействиям в условиях высокой динамики дрейфа ледяного покрова, вызывающей максимальную изменчивость его морфометрических параметров (толщина, сплоченность, размеры ледяных полей) и прочностных свойств. Поэтому ледозащитный пояс, установленный на платформе “Моликпак” на шельфе о. Сахалин был разрушен дрейфующим ледяным покровом (рис. 2). Принятие проектных решений о конструкции ледозащитных элементов является сложной и актуальной задачей.

Результаты долгосрочных исследований воздействия ледяного покрытия на сооружения континентального шельфа позволяют сделать вывод, что проблема расчета ледовой абразии может быть разделена на две части: ледовые воздействия и сопротивление материала истирающему воздействию ледяного покрова (рис. 3) [1]. С одной стороны, интенсивность ледовой абразии зависит от контактного давления и длины пути истирания, а с другой — интенсивность ледовой абразии обусловлена свойством материала конструкции сопротивляться истирающему воздействию ледяного покрова.

Таким образом, исследования ледовой абразии носят комплексный характер и предусматривают выполнение экспериментальных и расчетно-теоретических работ.

Теоретические исследования. Для реализации теоретической части исследований ледовой абразии А. Т. Беккер, Т. Э. Уварова и другие исследователи с 1985 по 2009 г. разработали вероятностную имитационную модель формирования различных ледовых нагрузок и воздействий на морские инженерные сооружения, на основании которой была написана программа расчета “IceStrIn” (“Ice Structure Interaction”) [2]. Модель основана на численном моделировании функции распределения параметров ледового режима и имитации всех возможных ситуаций, характеризующихся случайным сочетанием значений исходных параметров. Для каждой расчетной ситуации выполняются расчеты ледовых нагрузок, контактных давлений, длины пути истирания в реальном времени. Методика позволяет определить истирающее воздействие ледяного покрова на сооружение с учетом его дрейфа со всех сторон, что дает возможность получить общую картину глубины абразии по всей поверхности в плане и по высоте в контактной зоне [3 – 6].

Общий порядок расчета глубины ледовой абразии. Исходными данными для расчета являются параметры сооружения (диаметр сооружения d , форма опоры m) и параметры ледяного покрова.



Рис. 1. Ледозащитные приспособления “Сахалин-2”



Рис. 2. Разрушение ледового пояса на платформе “Моликпак”

1. Моделирование ледового режима осуществляется перебором входных параметров: толщины ледяного покрова h , диаметра ледяных образований D , сплоченности льда N , температуры ледяного покрова T , скорости льда V , колебания уровня моря Z — таким образом, чтобы охватить все расчетные ситуации, т.е. все возможные сочетания параметров.

В результате k -го сочетания параметров имитируется конкретная расчетная ситуация ледового режима со следующими параметрами: $h_k, D_k, N_k, T_k,$

V_k, Z_k . Кроме того, определяются вероятности их появления $P(V_k), P(D_k), P(h_k), P(T_k), P(N_k), P(Z_k)$.

2. Определяется время существования k -го сочетания параметров ледового режима t_k с учетом вероятностного сочетания исходных параметров.

3. На каждом i -ом шаге имитационного расчета моделируется процесс механического взаимодействия ледяных полей с опорой морских инженерных сооружений с толщиной h_k , размерами ледяных полей D_k , сплоченностью N_k , температурой ледяного покрова T_k , прочностью R_k и скоростью V_k , а также учитывается процесс колебания уровня моря Z_k . Рассматриваемый процесс имеет продолжительность t_k .

В результате моделирования механического процесса взаимодействия можно получить значения ледовой нагрузки F_i и длину перемещения ледяного покрова при взаимодействии с сооружением X_i — длина пути взаимодействия.

4. На основе полученных данных моделируется процесс истирания материала конструкции. В результате получают контактное напряжение в ледяной плите $\sigma_{v, i}$, длину пути истирания $l_{v, i}$ и глубину истирания материала конструкции S_i с учетом колебания уровня моря.

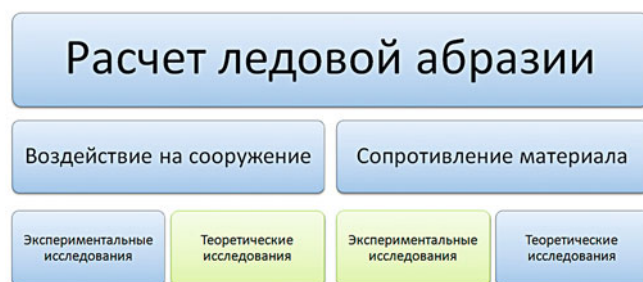


Рис. 3. Концептуальная модель ледовой абразии

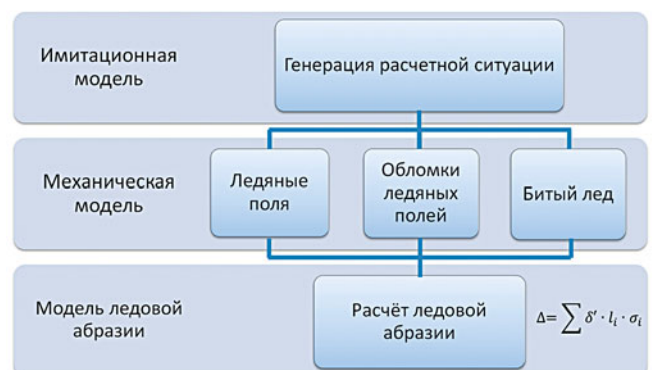


Рис. 4. Схема расчета ледовой абразии

5. Процесс повторяется до полного перебора всех возможных сочетаний значений параметров ледового режима.

В результате определяются следующие характеристики процесса за весь ледовый период:

гистограмма режима истирания, т.е. зависимость $\bar{S} = f(\Sigma\sigma \cdot l)$;

гистограмма интенсивности истирания $S = f(\Sigma\sigma)$;

общая глубина истирания по уровням $\bar{S} = f(Z)$;

вероятностные характеристики ледовой нагрузки $P = f(F)$, глубины истирания $P = f(S)$ и других параметров.

Таким образом, при помощи полученных эмпирических зависимостей и предложенного алгоритма можно рассчитать глубину абразии бетона в зоне переменного уровня. Схема расчета ледовой абразии приведена на рис. 4.

Для обоснования теоретических исследований используются результаты натурных наблюдений за абразией бетона маяков "Raahе", "Oulu 2", "Oulu 3" в Ботническом заливе Балтийского моря и результаты экспериментальных исследований на ледовую абразию образцов бетона, выпиленных из этих маяков.

Экспериментальные исследования. Лабораторные испытания проводились на специально разработанной установке на базе лабораторного комплекса компании "Гидротекс" под руководством А. Т. Беккера. В результате лабораторных испытаний были получены эмпирическая модель интенсивности ледовой абразии и зависимость интенсивности истирания от температуры. Результаты испытаний приведены на рис. 5 – 7.

$$\delta'_{aver} = 0,116 \left(\frac{|T|}{\sigma} \right)^{-1,121} \quad (\text{рис. 5});$$

$$\delta'_{aver} = 0,1467 \left(\frac{|T|}{\sigma} \right)^{-0,808} \quad (\text{рис. 6});$$

$$\delta'_{aver} = 0,2274 \left(\frac{|T|}{\sigma} \right)^{-1,164} \quad (\text{рис. 7}).$$

Для верификации математических моделей расчета глубины ледовой абразии и эмпирических моделей интенсивности ледовой абразии были выполнены расчеты глубины ледовой абразии для маяков по программе "IceStrIn".

Расчет глубины ледовой абразии. Для лабораторных исследований были отобраны три керна с маяков "Oulu 2", "Oulu 3" и "Raahе", расположенных в Ботническом заливе. В конструктивном отношении маяки представляют собой гравитационное железобетонное сооружение с диаметром основания приблизительно 7,4 м. Конструкция маяка приведена на рис. 8.

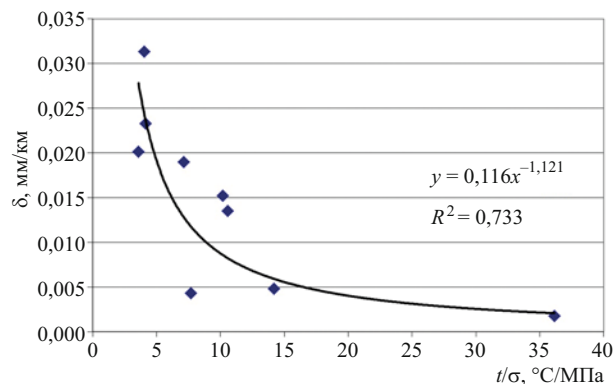


Рис. 5. Интенсивность ледовой абразии в зависимости от температуры льда и контактного давления для маяка "Raahе"

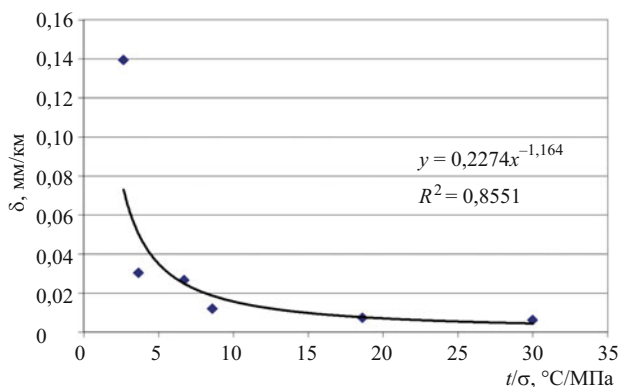


Рис. 7. Интенсивность ледовой абразии в зависимости от температуры льда и контактного давления для маяка "Oulu 3"

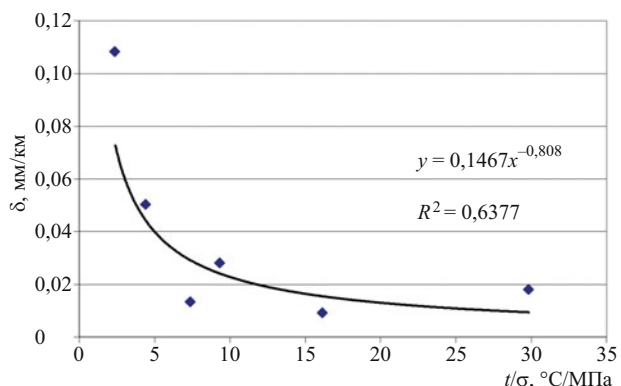


Рис. 6. Интенсивность ледовой абразии в зависимости от температуры льда и контактного давления для маяка "Oulu 2"

Описание ледовых условий в Ботническом заливе.

В южной половине Ботнического залива первое появление льда отмечается в середине января, а в северной — в ноябре — начале декабря. Максимальное развитие ледяного покрова отмечается в конце февраля — марте. В это время значительная часть залива покрыта неподвижным льдом. Центральная часть моря обычно свободна ото льдов.

Северная часть Ботнического залива покрыта льдом 160 – 210 дней в году, средняя часть — 185 дней. Наибольшая продолжительность этого



Рис. 8. Конструкция маяка

периода (220 – 245 дней) наблюдается в районе рассматриваемых маяков.

Средняя толщина льда невелика (0,1 – 0,3 м), но в суровые и очень суровые зимы она может увеличиваться до 1 м.

Расчетные параметры гидрометеорологического и ледового режимов в районе маяка "Raahe" были предоставлены компанией "Aker Solution" и специально обработаны для использования их в программе "IceStrIn". Исходные данные представляют собой гистограммы помесечных (январь – май) распределений основных расчетных параметров, к которым относятся:

- сплоченность дрейфующего ледяного покрова;
- толщина ровного льда;
- скорость дрейфа ледяных полей;
- колебания уровня моря.

Гистограммы скорости дрейфа льда, сплоченности ледяного покрова и толщины льда были получены на основе статистической обработки рядов натуральных наблюдений за пять лет (2005 – 2009 гг.), предоставленных компанией "Aker Solution". Статистические распределения по размерам ледяных полей, а также данные по прочности льда в Ботни-

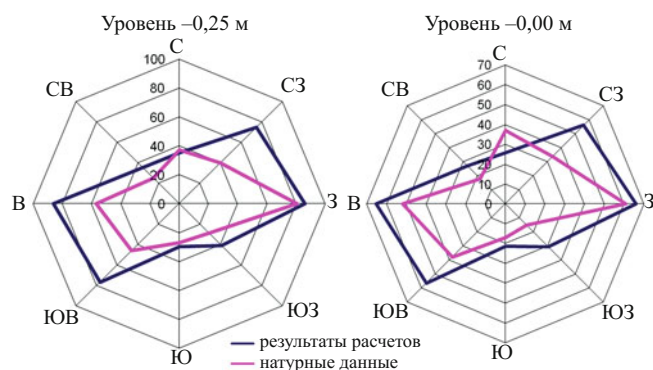


Рис. 9. Величина ледовой абразии на различных уровнях

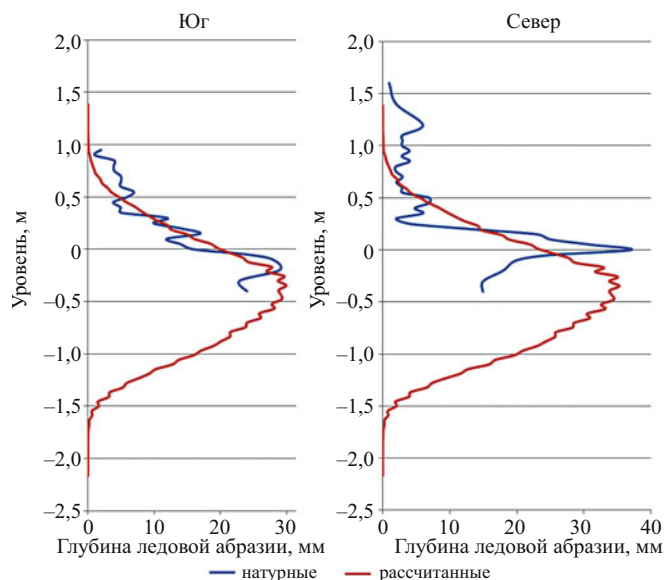


Рис. 10. Величина ледовой абразии по различным направлениям

ческом заливе отсутствуют, поэтому нет достоверных исходных данных по этим параметрам. Гистограммы распределения колебаний уровня моря получены путем статистической обработки рядов натуральных наблюдений за двадцать лет (1989 – 2009 гг.) по данным гидрометеостанций.

Результаты расчета. Вычисления глубины ледовой абразии маяка "Raahe" были выполнены при помощи разработанной программы "IceStrIn". Эмпирическая модель ледовой абразии была получена путем лабораторных испытаний на ледовую абразию образцов бетона, взятых с маяка на 1,5 м выше среднего уровня моря. На рис. 9 – 10 приведены результаты расчета и натуральных измерений ледовой абразии на маяке "Raahe".

Согласно результатам расчета рис. 10 глубина ледовой абразии на уровне $-0,168$ м составляет 83 см, а глубина наблюдаемой ледовой абразии на том же уровне составляет 80 см.

"Oulu 2" — глубина ледовой абразии расчетная составляет 38 мм на уровне $-0,189$ м, в то время как наблюдаемая глубина ледовой абразии составляет 46 мм.

"Oulu 3" — глубина ледовой абразии расчетная составляет 38 мм на уровне $-0,189$ м, в то время как наблюдаемая глубина ледовой абразии составляет 47 мм.

Следует отметить, что форма распределения глубины ледовой абразии по высоте расчетная практически совпадает с наблюдаемой величиной. На основании этих сопоставлений можно сделать вывод, что точность вычисления глубины ледовой абразии разработанной математической модели достаточно велика, а расчетные и наблюдаемые глубины ледовой абразии являются сопоставимыми величинами

Выводы

Натурные измерения глубины ледовой абразии на маяках после 44 лет эксплуатации показывают удовлетворительное совпадение с расчетными величинами и его распределением по высоте в течение того же периода. Таким образом, доказано, что математическая модель хорошо отражает главные явления и процессы, вызывающие ледовую абразию бетона, а эмпирическая модель, полученная при испытаниях на ледовую абразию в лабораторных условиях, описывает соответственно сопротивление бетона ледовой абразии.

Математическая модель универсальна и может использоваться для различного типа сооружений и не зависит от их местоположения. Для расчета необходимо иметь данные ледяного режима, колебаний уровня моря и эмпирическую модель сопротивления материала ледовой абразии.

Список литературы

1. Bekker A. T. Problems of the Ice Cover Abrading Action on Legs of Concrete Offshore Structures // Workshop on Ice abrasion concrete structures, Helsingfors, October 26 – 25, 2007.
2. А. с. № 2011619023. Взаимодействие льда с сооружением (IceStrIn 2.0 (Абразия) / А. Т. Беккер, Т. Э. Уварова, Е. Е. Помников // Реестр программ для ЭВМ 18.11.11.
3. Bekker A. T., Uvarova T. E., Chetyrbotsky A. N. Interactive model of ice-structure interaction // Proc. of the 8th International Offshore and Polar Engineering Conf. (ISOPE). — Montreal, 1998. V. 2. Pp. 493 – 498.
4. Bekker A. T., Sabodash O. A., Uvarova T. E. et al. Model of Ice Plate Failure on Offshore Structure Contact // Proc. Asian and Pacific Coastal Engineering Conf., Dalian, 2001.
5. Bekker A. T., Uvarova T. E., Kim S. D. Numerical Simulation of the Process of Interaction between Drifting Ice Fields and Structure Support // Proc. of The Sixth ISOPE Pacific / Asia Offshore Mechanics Symposium, Vladivostok, Russia, September 12 – 16, 2004. Pp. 123 – 128.
6. Bekker A. T., Uvarova T. E., Slautenko M. A. Evaluation of Area Extent of Structure Body of Marine Engineering Structures Suffering ice abrasion // Proc. Int. Symposium on the Okhotsk sea and sea ice, February 17 – 22, Mombetsu, Japan. 2008.

Уточнение параметров распределения скорости течения в широких каналах

Остякова А. В., кандидат техн. наук (Институт водных проблем РАН)

Рассматривается распределение скорости в потоке воды в безнапорных широких каналах во взаимосвязи с коэффициентом гидравлического сопротивления. Уточняются зависимости параметров турбулентности от коэффициента гидравлического сопротивления.

Ключевые слова: распределение скорости жидкости, константы турбулентности, кинематика и динамика напорных и безнапорных потоков, коэффициент гидравлического сопротивления.

Гидравлические расчёты проводятся для определения потерь напора по длине участков водотоков, возникающих из-за трения в напорных трубопроводах различного назначения и каналах (безнапорных потоках), и являются обязательной частью инженерных проектов гидротехнических сооружений.

В расчётах для нахождения параметров распределения скорости по глубине и отдельно гидравлического сопротивления часто применяются эмпирические формулы, основанные на подобии равномерного движения и идентичности закономерностей течения и сопротивления жидкости в напорных трубах и безнапорных неразмываемых широких каналах. Взаимосвязь между распределением скорости в гидравлически гладких и шероховатых размываемых каналах и гидравлическим сопротивлением до сих пор изучена недостаточно. Установление такой связи позволило бы привлечь к определению кинематических характеристик потоков их динамические характеристики.

Несмотря на давнюю историю изучения разными исследователями, распределения скорости при течениях в гладких и шероховатых трубах и безнапорных каналах до сих пор часто представляются как распределения скорости по вертикали, полученные на основе гипотез Леонарда Прандтля, в логарифмическом виде:

для гидравлически гладких русел

$$\frac{u}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \frac{u_* y}{\nu} + B_{gl}; \quad (1)$$

для гидравлически шероховатых русел

$$\frac{u}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \frac{y}{k_S} + B_{шп}, \quad (2)$$

где $u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}$ — динамическая скорость; ν — коэффициент кинематической вязкости; κ — параметр

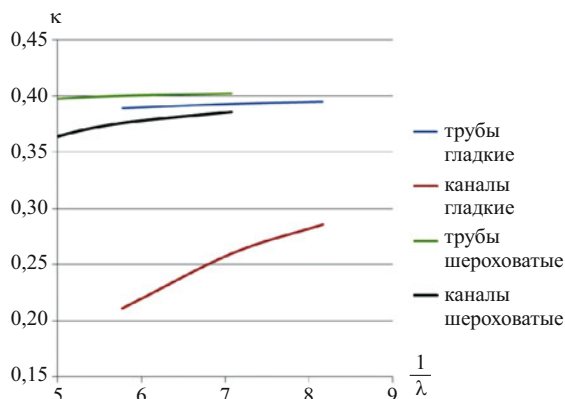


Рис. 1. График зависимости для гидравлически гладкого режима сопротивления $\frac{1}{k} = f\left(\frac{1}{\sqrt{\lambda}}\right)$, расчёты приведены при значениях коэффициента $\lambda = 0,015; 0,02; 0,03$

Кармана; k_S — эквивалентная (песочная) шероховатость; y — расстояние по нормали к твёрдой границе потока; $B_{гп}$ и $B_{шер}$ — вторые константы турбулентности для условия гидравлически гладких и шероховатых границ.

На основании опытов И. И. Никурадзе в напорных трубах с фиксированной шероховатостью были установлены величины констант турбулентности: параметр Кармана $k_{тр}$ оказался близок к 0,4; $B_{гп} = 5,5$; $B_{шер} = 8,48$. Особенность найденных значений констант турбулентности состоит в том, что именно при указанных значениях распределения скорости (1) и (2) достаточно точно согласуются с известными закономерностями сопротивления, установленными независимыми измерениями в каналах для гидравлически гладкого режима сопротивления:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \lg \operatorname{Re} \sqrt{\lambda} + 0,8 \quad (3)$$

и для шероховатого режима сопротивления

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \lg \frac{r_0}{k_S} + 1,74, \quad (4)$$

где λ — коэффициент гидравлического сопротивления; r_0 — радиус трубы.

Для безнапорных потоков (каналов) А. П. Зегждой установлена похожая зависимость

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \lg \frac{r_0}{k_S} + 1,74. \quad (5)$$

Тем не менее, более поздние исследования выявили некоторую изменчивость параметров логарифмического профиля скорости даже в опытах

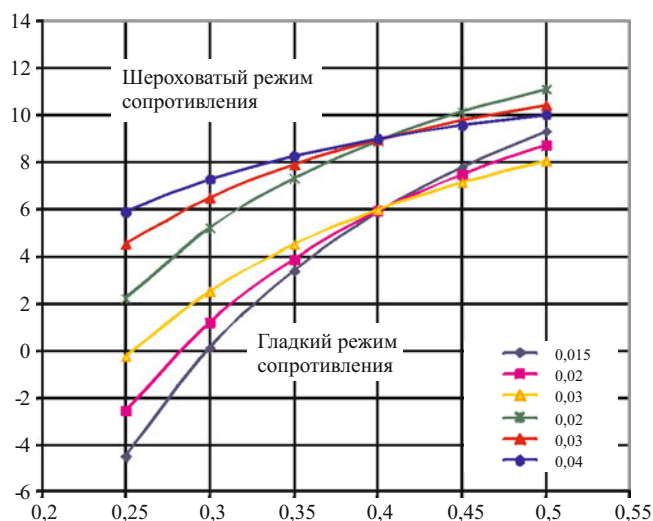


Рис. 2. Зависимость параметров логарифмического распределения скоростей от коэффициента гидравлического сопротивления для широких каналов, расчет по (9) и (10) соответственно

И. И. Никурадзе (и тем более в открытых потоках с размываемыми границами): логарифмическая зависимость (1) справедлива только для части потока вблизи дна, в открытых каналах k меняется по сечению. Характер изменения k и B в этих условиях не определен, что сдерживает возможность уточнения гидравлических, гидрологических и других расчетов, в том числе прогнозных, связанных с использованием профилей скорости, используемых при решении задач по переносу и рассеянию примесей, транспорту взвесей, кислородному режиму водотоков и др. Результатом дополнительного анализа может быть нахождение такой связи, которая при известном параметре позволяла бы найти второй для жестких и размываемых русел. Наиболее отчетливые изменения параметра Кармана k выявлены для потоков в гидравлически гладких трубах и каналах [1, 2], где параметром, определяющим характеристики течения и гидравлическое сопротивление, является критерий Рейнольдса. При этом удалось установить достаточно четкую связь между параметром Кармана в профиле Никурадзе k и коэффициентом гидравлического сопротивления λ (рис. 1).

Однако, учёт изменения $k = f(\lambda)$ в профиле скорости (1) приводит к несоответствию с законом сопротивления (3). В связи с этим было сделано предположение о том, что это несоответствие может быть устранено при учёте зависимости параметра B от коэффициента гидравлического сопротивления $B = f(\lambda)$, которое должно иметь место, если угловой коэффициент $1/k$ в профиле скорости изменяется в зависимости от λ ; но вид зависимости $B = f(\lambda)$ известен не был.

Предполагая, что изменение скоростей имеет идентичный вид для течения в трубах и в широких

Т а б л и ц а 1

$\lambda = 0,01$		$\lambda = 0,02$		$\lambda = 0,03$	
κ	$B_{гп}$	κ	$B_{гп}$	κ	$B_{гп}$
0,25	-0,356	0,25	4,833	0,25	7,132
0,3	4,418	0,3	7,361	0,3	8,665
0,35	7,827	0,35	9,166	0,35	9,760
0,4	10,384	0,4	10,521	0,4	10,581
0,45	12,373	0,45	11,574	0,45	11,220
0,5	13,964	0,5	12,417	0,5	11,731

каналах, но значения констант при этом могут быть отличающимися интегрированием по глубине широкого открытого потока h ($R \approx h$) с учётом того, что число Рейнольдса для широких каналов записывается как $Re = \frac{Vd}{\nu} = \frac{4Vh}{\nu} \frac{u_*}{u_*} = \frac{4u_*h}{\nu} \frac{V}{u_*}$, распределение скорости записывается для гидравлически гладкого режима сопротивления каналов в виде

$$\frac{V_{cp}}{u_*} = \frac{1}{h} \int_0^h \left(\frac{1}{\kappa} \ln \frac{u_* y}{\nu} + B_{гп} \right) dy, \quad (6)$$

а для гидравлически шероховатого режима сопротивления каналов

$$\frac{V_{cp}}{u_*} = \frac{1}{h} \int_0^h \left(\frac{1}{\kappa} \ln \frac{y}{k_S} + B_{шер} \right) dy. \quad (7)$$

Учитывая, что величина средней скорости воды зависит от коэффициента гидравлического сопротивления $\frac{V_{cp}}{u_*} = \frac{\sqrt{8}}{\sqrt{\lambda}}$, из экспериментальных исследований по определению гидравлических потерь в широких каналах, работающих в режиме гидравлически гладкого сопротивления, с учётом (3) И. И. Никурадзе получена формула сопротивления

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \frac{1}{\kappa} \left[0,406 \left(\frac{1}{\sqrt{\lambda}} - 0,8 \right) - 1,2 \right] + \frac{B_{гп}}{\sqrt{8}}. \quad (8)$$

Выражая параметр $B_{гп}$ через коэффициент гидравлического сопротивления в зависимости от κ для каналов при гидравлически гладком режиме сопротивления, получим

$$B_{гп} = \frac{\sqrt{8}}{\sqrt{\lambda}} - \frac{1}{\kappa} \left(\frac{1,15}{\sqrt{\lambda}} - 2,5 \right), \quad (9)$$

Т а б л и ц а 2

$\lambda = 0,02$		$\lambda = 0,03$		$\lambda = 0,04$	
κ	B	κ	B	κ	B
0,25	2,233	0,25	4,532	0,25	5,902
0,3	5,194	0,3	6,498	0,3	7,275
0,35	7,309	0,35	7,903	0,35	8,256
0,4	8,896	0,4	8,956	0,4	8,992
0,45	10,129	0,45	9,775	0,45	9,564
0,5	11,117	0,5	10,431	0,5	10,022

а для каналов, работающих в режиме гидравлически шероховатого сопротивления:

$$B_{шер} = \frac{\sqrt{8}}{\sqrt{\lambda}} - \frac{1}{\kappa} \left(\frac{1,15}{\sqrt{\lambda}} - 3,69 \right). \quad (10)$$

Выражения (9) – (10) аналогичны и несколько отличаются лишь величиной слагаемого в скобках. Результаты расчёта значений κ и B при различных λ , свойственных шероховатым широким каналам, показаны на рис. 2. При этом обеспечивается закономерность сопротивления (3), установленная на основе прямых измерений И. И. Никурадзе в трубах.

С учётом установленных разными исследователями диапазонов изменения параметра Кармана κ , выполнен расчёт изменения величины второй константы турбулентности B при различных λ , свойственных гидравлически гладким открытым потокам (каналам), по зависимостям (9) и (10) (табл. 1 и 2).

Результаты расчёта показывают, что даже при небольших изменениях параметра κ , принимаемых разными исследователями в расчётах, изменения второй константы турбулентности B для условий гидравлически гладких каналов довольно существенны (рис. 2). Это является важным обстоятельством, которое может существенно повлиять на результаты гидродинамического прогноза различных процессов в придонной области потока. Параметр B изменяется в пределах от 2,6 до 6,5 для гладких напорных круглых труб и от 6,4 почти до 9,0 — для шероховатых труб [2]. Для широких безнапорных потоков, наблюдаемых в каналах, диапазон измене-

Т а б л и ц а 3

$\sqrt{\lambda}$	0,100	0,111	0,125	0,133	0,143	0,154	0,167	0,182	0,200
$1/\kappa_{кан}$	3,75	3,74	3,71	3,65	3,57	3,51	3,42	3,30	3,18
$B_{гп}$	5,70	5,83	6,01	6,27	6,59	6,69	6,89	7,10	7,21

ния взаимозависимости констант турбулентности также существенен: для гидравлически гладкого режима параметр $B_{\text{гл}}$ варьируется в пределах от 2,83 до 6,89, для гидравлически шероховатого режима — от 7,65 до 9,3, хотя возможна реализация течений с постоянными значениями κ и B , отвечающих узловым точкам на графиках для широких каналов. Однако анализ экспериментальных распределений скорости, выполненный различными исследователями, показывает, что параметр Кармана κ может отличаться от “узлового” значения, близкого к 0,4. Поэтому более общей представляется ситуация, которая характеризуется установленными связями (9) и (10).

Полученные расчётные данные показывают, что даже небольшие возможные изменения параметра κ требуют значительных изменений параметров $B_{\text{гл}}$ и $B_{\text{шер}}$ для обеспечения закономерности сопротивления, надёжно установленной на основе прямых измерений сопротивления И. И. Никурадзе для труб и А. П. Зегждой для каналов. Следует также отметить, что экспериментальная проверка зависимостей $B = f(\kappa, \lambda)$ для гидравлически гладкого и квадратичного режимов сопротивления в открытых потоках показала, что изменение величины коэффициента гидравлического сопротивления λ имеет малое значение для фиксированных значений κ . Для шероховатых границ водного потока, так же как и для гладких, поведение параметра B в профиле скорости определяется главным образом поведением параметра κ .

Найденные связи имеют принципиальную значимость, поскольку впервые показывают, что взаимная согласованность между экспериментальными закономерностями сопротивления и кинематическими характеристиками течения возможны не только при значениях κ и B , найденных И. И. Никурадзе, но также и за пределами этих значений.

Поскольку параметр Кармана зависит от коэффициента гидравлического сопротивления потока $\kappa = f(\lambda)$ (рис. 1), учитывая эту связь, можно выразить зависимости (9), (10) в виде функции единственной переменной λ . При отсутствии аналитической аппроксимации $\kappa = f(\lambda)$ выполним это преобразование численно, используя экспериментальную связь κ и λ , представленную на рис. 1.

Для гидравлически гладкого режима сопротивления принимаем во внимание коэффициенты λ ,

относящиеся к этому режиму, и используем зависимость (9).

Расчёт $B_{\text{гл}}$ выполнен при одной функции связи $\kappa = f(\lambda)$, полученной по измерениям в открытом канале, для напорных труб он приведен в [2].

Выводы

Изменение коэффициента гидравлического сопротивления λ влияет на параметры распределения скоростей, в частности на константы турбулентности κ и B . В свою очередь, параметры распределения скорости зависят от величины коэффициента сопротивления. Особенно чёткая связь наблюдается при расчёте гладкого режима сопротивления в безнапорных каналах. Изменение коэффициента λ для фиксированных значений κ слабо влияет на величину B для гладких и шероховатых русел. Изменение κ значительно влияет на изменение B как в случае гладких, так и в случае гидравлически шероховатых русел. Степень изменения параметра B определяется главным образом поведением параметра Кармана κ . Это показано на рис. 2.

Выполненный выше анализ и экспериментальные данные подтверждают возможность существования сложной взаимосвязи между коэффициентом гидравлического сопротивления и параметрами логарифмического профиля скорости κ и B , которая не противоречит закономерностям гидравлического сопротивления. Вместе с тем полученная связь не исключает возможности реализации логарифмического профиля скорости с постоянными значениями κ и B , близкими к тем, которые были экспериментально установлены И. И. Никурадзе.

Полученное уточнение полезно для решения различных гидрофизических задач и применения в проектных решениях.

Список литературы

1. Богомолов А. И., Боровков В. С., Майрановский Ф. Г. Высокоскоростные потоки со свободной поверхностью. — М.: Стройиздат, 1979.
2. Брянская Ю. В., Остякова А. В. К вопросу об идентичности закономерностей сопротивления и течения в трубах и широких каналах // Межвузовский сб. научн. трудов по гидротехническому строительству. — М.: МГСУ, 2002.
3. Киселев П. Г. Гидравлика: основы механики жидкости: Учебн. пособие для вузов. — М.: Энергия, 1980.

Воздействие ветровых волн на вертикальную стенку конечной длины

Кантаржи И. Г., доктор техн. наук, Чан Л. З., аспирант (МГСУ)

Для изучения условий обтекания волнами волнозащитной стенки различной длины проведены экспериментальные исследования, результаты которых представлены в настоящей статье.

Ключевые слова: ветровые волны, вертикальная волнозащитная стенка, параметры волн, суммарная волновая сила, дифракция.

Расчет устойчивости сооружений оградительных молов на стадии строительства отличается от аналогичного расчета построенного сооружения. Так, рекомендуется [1] при расчете оградительных молов принимать расчетную обеспеченность волн в режиме 1 раз в 100 лет на период эксплуатации (сооружение I класса) и 1 раз в 1 год на строительный период. Такой подход естественен, поскольку период строительства по протяженности намного меньше времени жизни сооружения.

Однако существующие нормативные документы не учитывают и других возможных различий периодов строительства и эксплуатации. Так, в последнее время стали популярными свайные оградительные сооружения, включающие в состав конструкции стенку-рефлектор. Как правило, эта стенка возводится из шпунта. Если мол строится с моря, то на разных стадиях строительства волны воздействуют на построенные участки стенки различной конечной длины.

Для определения расчетной волновой нагрузки на стенку рекомендуется учитывать со стороны моря расчетное подходящее волнение, а со стороны акватории — дифрагированные волны, распространяющиеся вдоль стенки мола. Такой подход автоматически предполагает, что волны взаимодействуют со стенкой с обтеканием с дифракцией.

Известно [2], что для обтекаемых волнами преград существует два основных режима обтекания. Первый относится к так называемым малым преградам, влиянием которых на волновое поле можно пренебречь. Второй — обтекание с дифракцией и отражением или относительно большие преграды требуют учета влияния преграды на волновой режим. Отнесение расчетной ситуации к первому или второму режиму обтекания определяется отношением поперечного характерного размера преграды D к длине волн λ . Принято считать [5], что при $D/\lambda < 0,2$ дифракцией можно пренебречь, при $D/\lambda > 0,2$ дифракция важна.

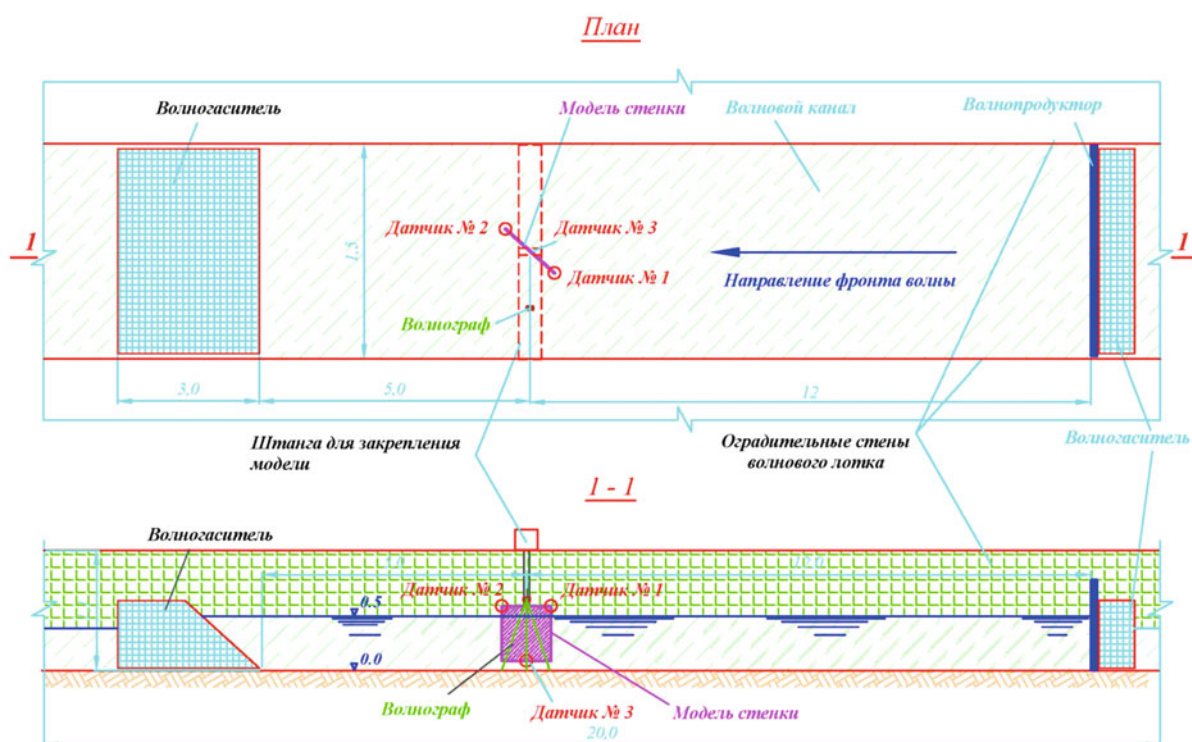


Рис. 1. Схема экспериментальной установки

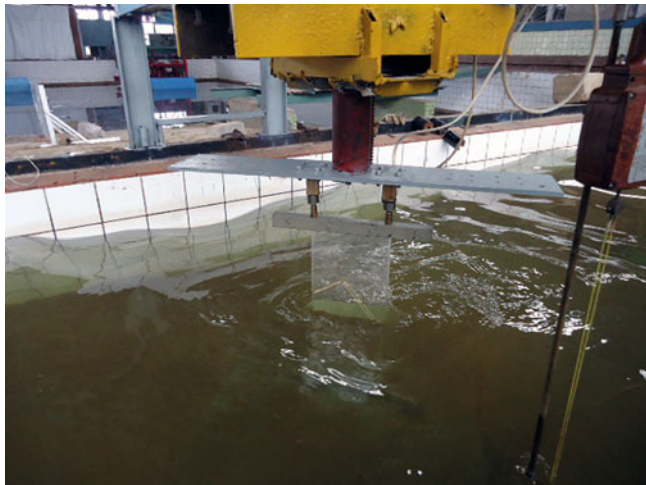


Рис. 2. Взаимодействие волн с моделью стенки шириной 20 см

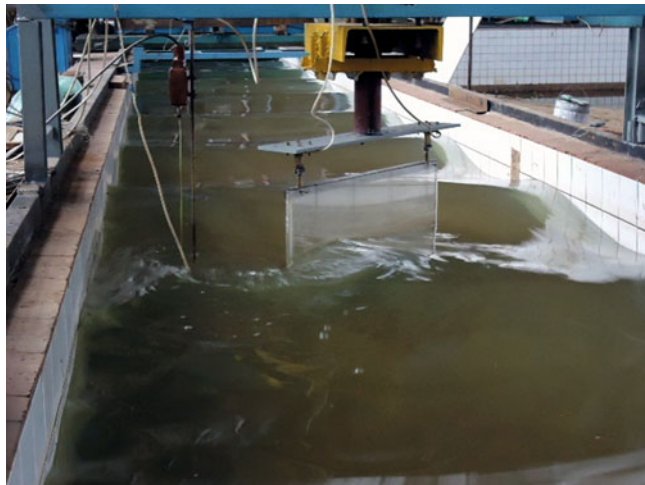


Рис. 4. Взаимодействие волн с моделью стенки шириной 80 см

На практике встречались ситуации, когда длина уже построенной стенки составляла всего несколько метров. В частности, при строительстве глубоководного мола Геопорта в Цемесской бухте (г. Новороссийск) в силу сложных ветроволновых условий волновой нагрузке подвергались участки шпунтовой стенки длиной всего несколько шпунтин [4]. Волнозащитная стенка строится из стального двутаврового шпунта сечением 1190×796 мм. Длина глубоководного участка оградительного мола — 680 м, глубина в месте установки около 25 м. Мол строится с моря для защиты уже существующих причалов.

Поэтому важной задачей является определение условий, при которых можно рассматривать построенную часть стенки при заданном волновом режиме как малую преграду и применять соответствующий метод расчета, и, соответственно, условий, при которых стенку определенной длины следует рассматривать как относительно большую преграду и учитывать в расчетах дифракцию и отражение волн.

Целесообразно также использовать численное моделирование взаимодействия волн со стенкой. Численное моделирование может быть универсальным, пригодным для широкого диапазона волновых условий.

Для изучения условий обтекания волнами волнозащитной стенки различной длины проведены экспериментальные исследования, результаты которых представлены в настоящей статье.

Целью проведенных экспериментов являлись исследование взаимодействия набегающего волнового потока со стенкой разной длины, фиксация с помощью фото и видеоаппаратуры эволюции волновой картины в окрестности стенки, выяснение соотношений длин волн и стенки, при которых имеет место дифракция волн. Кроме этого, в опытах измерялась суммарная сила, действующая со стороны волн на исследуемую стенку. Полученная в экспериментах картина взаимодействия, а также результаты измерения волновых сил сравниваются с аналитическими расчетами волновой силы на стенку, а также результатами численных экспериментов.

Схема опытов и измерительная система. Опыты были проведены в отраслевой научно-исследовательской лаборатории морских нефтегазопромысловых промышленных сооружений МГСУ. Схема опытов показана на рис. 1. Основные размеры волнового лотка: длина 20 м, ширина 1,2 м, высота стенок 1,5 м. Волны генерировались щитовым волнопродуктором, установленным в приемке у одной из торцевых стенок лотка.

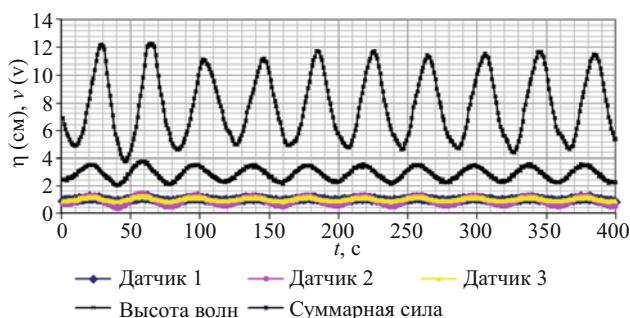


Рис. 3. Волновая поверхность и усилия от волн, действующие на модель стенки шириной 20 см

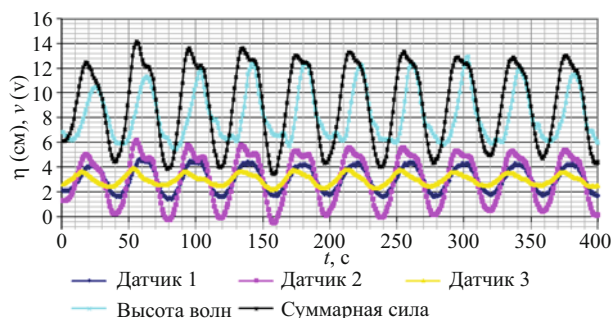


Рис. 5. Волновая поверхность и усилия от волн, действующие на модель стенки шириной 80 см

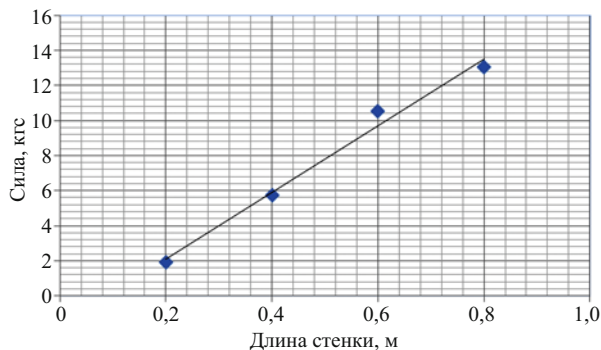


Рис. 6. Суммарная волновая сила в зависимости от длины стенки

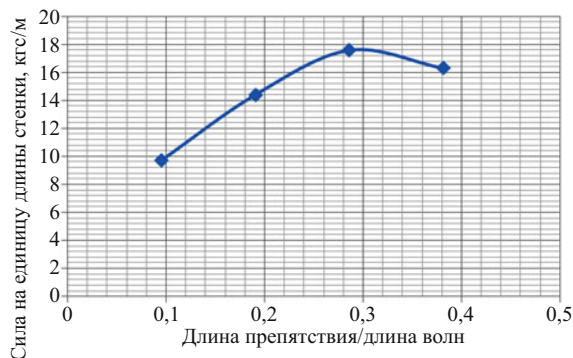


Рис. 7. Значение силы на единицу длины стенки в зависимости от отношения длина препятствия/длина волн

Условия опытов выбраны в соответствии с расчетными условиями глубоководного мола в Цемесской бухте при геометрическом масштабе 1:50. В опытах длина стенки равнялась 80; 60; 40 и 20 см, соответственно в натуре — 40; 30; 20 и 10 м.

Параметры расчетных волн в натуре для шторма повторяемостью 1 раз в год (для строительного периода): высота волн $H_{1\%} = 4$ м; глубина воды перед стенкой $d = 25$ м; средняя длина волн $\lambda = 76$ м; средний период волн $T = 10$ с, в масштабе модели уменьшался в соотношении $1/\sqrt{50}$ и составлял 1,4 с. Высота волн на модели составляла 8 см. Модели стенки располагались под углом 42° к лучу волн.

Измерения параметров волн как при подборе режима, так и в процессе экспериментов осуществлялись инструментально при помощи емкостных волнографов ДУЕ с обработкой результатов измерений на персональном компьютере. Датчик-волнограф устанавливался в створе модели в свободной части лотка (рис. 1) для исключения влияния отраженных волн.

Модель стенки закреплялась на трех датчиках усилий. Технические параметры датчиков усилий: диапазон рабочих температур от -40 до $+150$ °С, время ответа 10 с, максимальная рабочая сила 20 кгс; максимальное напряжение питания 10 В, точность 0,7 %.

Результаты экспериментальных исследований. Картина волн, взаимодействующих с моделью стенки шириной 20 см, показана на рис. 2. Волны обтекают стенку, и дифракция волн за ней не наблюдается.

На рис. 3 представлены результаты измерений волновой поверхности и усилий силовых датчиков. Амплитуда показаний волновых датчиков приблизительно соответствует 8 см, а размах суммарной силы по записям силовых датчиков приблизительно соответствует 2 В.

На рис. 3 показаны синхронные записи волновой поверхности и сил по каждому силовому элементу для этого опыта, а также суммарная сила от волн на стенку. Уровень волновой поверхности η измеряется в сантиметрах, показания датчиков силы — в вольтах (до тарировки).

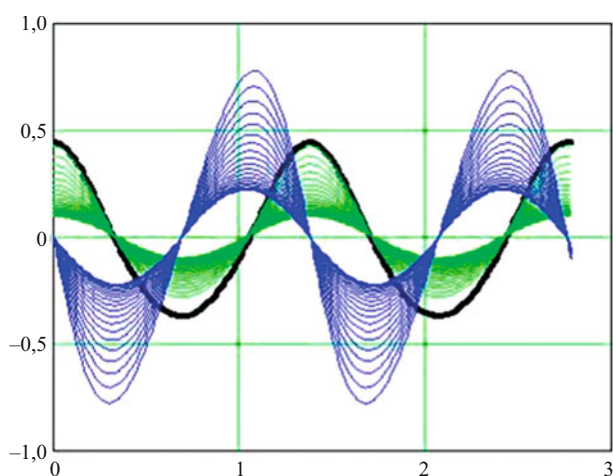


Рис. 8. Волновая поверхность, горизонтальные скорости и ускорения под волнами для условий экспериментов (черная линия — η , м, зеленые линии — u , м/с, синие линии — du/dt , м/с²)

Высота волн по записи равна с небольшими колебаниями 8 см, что соответствует высоте волн, задаваемой в эксперименте. При выбранном положении датчика-волно-графа влияние стенки на показания датчика в процессе опыта минимально.

Максимальная волновая сила по фазе несколько опережает фазу волн. Что и следовало ожидать для знакопеременной волновой нагрузки, состоящей из силовой и инерционной компонент.

Картина волнения на второй физической модели со стенкой шириной 40 см показывает, что волны в этом случае также обтекают стенку, хотя картина волн здесь более сложная. Это отражается и в более нерегулярной записи волновой поверхности. Значение размаха суммарной волновой силы около 4 В. Аналогично выглядит волновое поле у модели стенки шириной 60 см.

В случае модели стенки шириной 80 см (рис. 4) видно, что волна обтекает стену с дифракцией и за

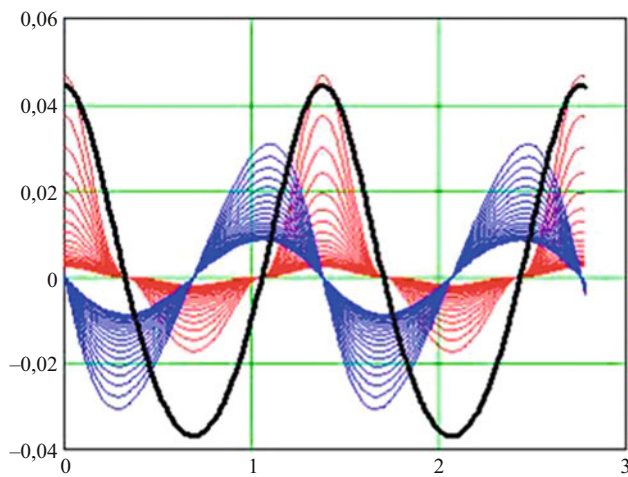


Рис. 9. Скоростная и инерционная компоненты горизонтальной удельной волновой силы H на стенку длиной 0,20 м (красные линии — скоростная компонента, синие линии — инерционная компонента)

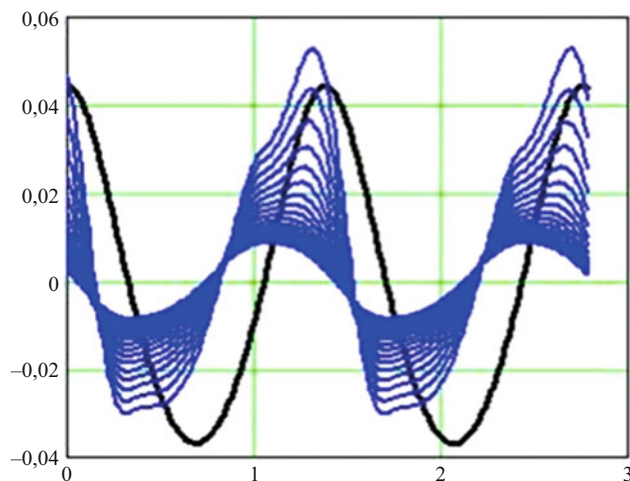


Рис. 10. Суммарная горизонтальная удельная сила (синие линии, H) на стенку длиной 0,20 м

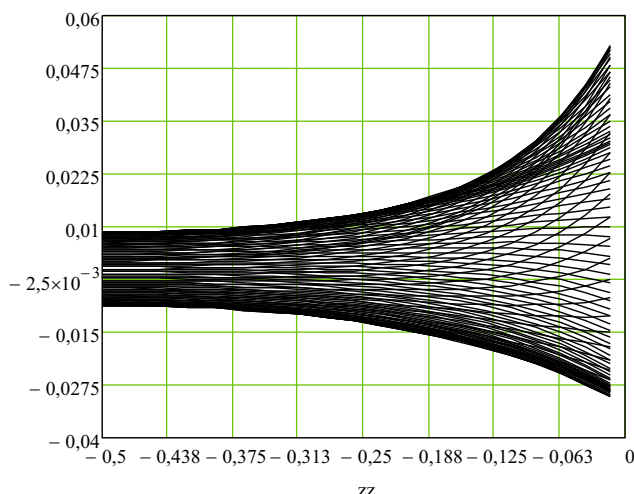


Рис. 11. Распределение горизонтальной волновой силы H по высоте стенки от дна ($z = d$) до поверхности воды ($z = -\eta$) для различных фаз волнения

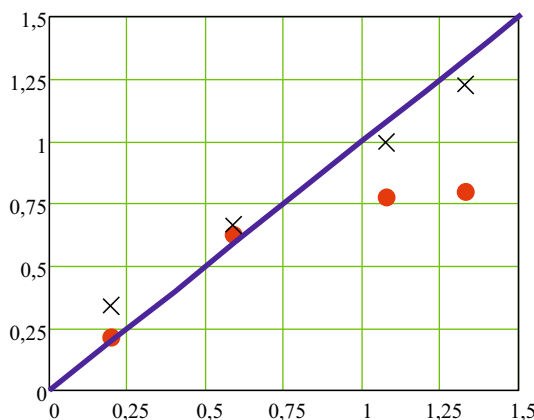


Рис. 12. Сравнение максимальных измеренных (горизонтальная ось) и рассчитанных (вертикальная ось) полных волновых сил на стенку, Ньютоны. Кружки — расчет по теории обтекания без дифракции, крестики — обтекания с дифракцией

стенкой образуется практически поперечная дифрагированная волна. На рис. 5 размах суммарной силы больше 10 В. Гребни волн характерно двугорбые, что бывает при наложении двух систем волн.

Измеренные и рассчитанные максимальные значения горизонтальной волновой силы на стенку

№ п/п	Длина стенки, м	Полная сила, расчет для малой преграды, H	Полная сила, расчет с дифракцией, H	Полная сила, опыты, H
1	2	3	4	5
1	0,2	0,353	0,339	0,198
2	0,4	0,629	0,660	0,587
3	0,6	0,781	0,996	1,075
4	0,8	0,804	1,228	1,328

В процессе подготовки экспериментов была проведена тарировка измерительной аппаратуры и получен тарировочный коэффициент для силовых датчиков, равный 0,4025 В/кгс. После тарировки определены значения максимальной волновой силы: в первом опыте 1,94 кгс, во втором — 5,76 кгс, в третьем — 10,55 кгс и в четвертом — 13,03 кгс. Измеренные значения суммарных волновых сил в зависимости от длины модели стенки приведены на рис. 6, а значения максимальной силы на единицу длины стенки — на рис. 7.

На рис. 6 по горизонтальной оси отложено отношение длины проекции стенки на направление поперек волнового потока к длине волн. Измеренная длина волн в опытах составляла 1,56 м.

Таким образом, на основании опытов установлено, что суммарная волновая сила на стенку растет с ростом ее длины при постоянном волновом режиме, что естественно. Однако величина волновой силы на 1 пог. м стенки растет с увеличением длины стенки до значения отношения длины поперечного препятствия к длине волн 0,28, а затем стабилизируется (рис. 7). Этот факт позволяет утверждать, что нормативный метод расчета нагрузки на стенку с учетом дифракции волн не корректен для коротких стенок, так как в этом методе величина волновой силы на 1 пог. м длины стенки от собственно длины стенки не зависит. Можно предположить, что полученная зависимость удельной силы от относительной длины стенки определяется изменением характера взаимодействия волн с препятствием, переходом от обтекания без дифракции к обтеканию с дифракцией. При этом граница 0,28 близка к оценке по отношению поперечного размера препятствия к длине волн, принимаемой при разделении режимов обтекания и равной 0,2.

Расчет волновой силы на стенку в режиме обтекания и сравнение с опытами. Для проверки сделанных предположений выполнялись расчеты горизонтальной волновой силы, действующей на стенку, в предположении малости преграды по сравнению с длиной волн. Сила на элемент стенки высотой ds складывается из скоростного и инерционного компонента [2, 3]:

$$q = \rho C_v k_v^2 L_b \frac{u|u|}{2} ds + \rho C_i k_v L_b \frac{\partial u}{\partial t} ds, \quad (1)$$

где ρ — плотность воды; C_v — коэффициент скоростного сопротивления; C_i — коэффициент инерционного сопротивления; k_v — корректив скорости; L — длина стенки; L_b — проекция длины стенки на направление, поперечное лучу волн; b — толщина стенки; u — горизонтальная скорость волн на горизонте z ; t — время.

Физический смысл корректива скорости k_v состоит в поправке перехода от расчетных значений скорости и ускорения в данной точке пространства к средним значениям в пределах области жидкости, воздействующей на преграду. Для определения этого коэффициента получена [2] формула

$$k_v = \frac{2\lambda}{3\pi L_b} \sin \frac{3\pi L_b}{2\lambda}. \quad (2)$$

Таким образом, корректив скорости зависит от относительного размера преграды L_b/λ , при этом он уменьшается с ростом относительного размера преграды. Для рассматриваемой задачи он уменьшается с ростом длины стенки при заданном волновом режиме.

Входящие в уравнение (1) скоростной и инерционный коэффициенты сопротивления для плохообтекаемых преград определяются по экспериментальным данным. Так, для преграды прямоугольного сечения в [2] рекомендуется принимать для угла подхода 0° (нормально к боковой грани) и гладкой поверхности: $C_v = 2,76$, $C_i = 2,2$. Эти значения наиболее близки к условиям короткой стенки, обтекаемой волнами.

Применение уравнения (1) зависит от используемой волновой теории, которая позволяет определить волновые скорости и ускорения. В СНиП [1] рекомендуется для определения нагрузок на обтекаемые преграды использовать нелинейную теорию волн Стокса в третьем приближении. Согласно этой теории ординаты взволнованной поверхности рассчитываются по формуле

$$\eta = \begin{cases} A \cos \omega t + \frac{A^2 k}{4} \frac{chkd}{sh^3 kd} (2ch^2 kd + 1) \cos 2\omega t + \dots \\ \dots + \frac{A^3 k^2}{64 sh^6 kd} [4(2ch^6 kd + 8ch^4 kd - 19ch^3 kd + 9)] \cos \omega t + \dots \\ \dots + 3(1 + 8ch^6 kd) \cos 3\omega t, \end{cases} \quad (3)$$

где ордината взволнованной поверхности измеряется по оси z , ноль находится на уровне спокойной поверхности воды, ось направлена вниз; ω — частота волн; k — волновое число; d — глубина воды; A — амплитуда волн. Амплитуда нелинейных волн при заданной высоте волн H определяется совместным решением уравнений

$$H = 2A(1 + M_2);$$

$$M_2 = \frac{A^2 k^2}{64 sh^6 kd} (32 ch^6 kd + 32 ch^4 kd - 76 ch^2 kd + 39), \quad (4)$$

а частота волн:

$$\omega = kc_0(1 + M_1) \quad M_1 = \frac{A^2 k^2}{16 sh^4 kd} (8 ch^4 kd - 8 ch^2 kd + 9), \quad (5)$$

где c_0 — фазовая скорость волн.

Наконец, горизонтальные волновые скорости и ускорения в рамках этой теории равны

$$u = Akc_0 \frac{B_1}{shkd};$$

$$B_3 = chk(d-z) \cos \omega t + \frac{3}{4} \frac{Ak}{sh^2 kd} ch2k(d-z) \cos 2\omega t + \frac{3}{64} \frac{A^2 k^2}{sh^6 kd} (13 - 4ch^2 kd) ch3k(d-z) \cos 3\omega t; \quad (6)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = -Akc_0 \frac{\omega B_3}{shkd}; \quad chk(d-z) \sin \omega t + \frac{3}{2} \frac{Ak}{sh^3 kd} ch2k(d-z) \sin 2\omega t + \dots \quad (7)$$

$$B_3 = \dots + \frac{9}{64} \frac{A^2 k^2}{sh^6 kd} (13 - 4ch^2 kd) ch3k(d-z) \sin 3\omega t.$$

Результаты расчетов для условий описанных выше опытов показаны на рис. 8 – 11.

На рис. 8 показаны результаты расчета волновой поверхности, горизонтальных скоростей и ускорений на протяжении двух волновых периодов. Волны незначительно нелинейны, высота гребня несколько превосходит глубину впадины. Соответственно, асимметричны волновые скорости и ускорения. Скорости по фазе совпадают с поверхностью, а ускорения сдвинуты на $\pi/4$. Амплитуда ускорений существенно превосходит амплитуду волновых скоростей.

На рис. 9 показаны результаты расчета сил скоростного и инерционного сопротивления для стенки длиной 0,2 м. В этих расчетах коэффициенты компонент силы принимались: $C_v = 1,10$, $C_i = 1,0$. Эти значения подбирались для согласования с данными измерений. Скоростная компонента примерно в 1,5 раза превосходит инерционную компоненту силы и совпадает по фазе с поверхностью.

Суммарная сила показана на рис. 10, она несколько опережает поверхность волн по фазе, т.е. максимальная сила на стенку имеет место немного раньше подхода гребня волн, как и для линейных волн [3]. Имеет выраженный несимметричный характер, сила в направлении стенки превосходит обратную силу. График силы имеет негармонический характер. На рис. 11 показано распределение силы по глубине воды для различных фаз волнения.

Полная горизонтальная волновая сила на стенку определялась интегрированием эпюр (рис. 11) от дна до волновой поверхности. Максимальные значения силы сравнивались с измеренными величинами, это сравнение показано в таблице (столбец 3) и на рис. 12.

Был проведен также расчет нагрузки на стенки для условий опытов с дифракцией. Метод расчета соответствует СНиП [1], расчетный случай соответствовал подходу к стенке гребня волн со стороны акватории от дифрагированных волн в момент прохождения волновой ложбины.

Результаты расчета максимальной силы от волн для условий опытов также представлены в таблице (столбец 4) и на рис. 12.

Полученные результаты подтверждают сделанный ранее на основании только опытов вывод о том, что расчет волновой нагрузки на стенку на основе модели обтекания относительно малых преград может быть применен, если отношение длины стенки к длине волн не превышает 0,2. При этом метод расчета обтекания с дифракцией дает лучшие результаты, если это отношение больше 0,2.

Выводы

Расчеты волновой нагрузки на элементы портовых ограждающих сооружений в виде стенок ограниченной длины на этапе строительства следует вести с учетом физического характера взаимодействия расчетных волн со стенкой. В случае, если отношение проекции длины стенки на перпендикуляр к волновому лучу к длине расчетных волн меньше 0,2, волны взаимодействуют со стенкой как с малой обтекаемой преградой. При этом отражением и дифракцией волн на стенке можно пренебречь. Если отношение проекции длины стенки на перпендикуляр к волновому лучу к длине расчетных волн больше 0,2, следует учитывать отражение и дифракцию волн на стенке.

Список литературы

1. СНиП 2.06.04-82*. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов) / Госстрой СССР. М., 1989. 44 с.
2. Лаппо Д. Д., Стрекалов С. С., Завьялов В. К., Нагрузки и воздействия ветровых волн на гидротехнические сооружения. — Л.: ВНИИГ, 1990. 432 с.
3. Дин Р. Г., Харлеман Д. Р. Ф. Взаимодействие между береговыми сооружениями // Гидродинамика береговой зоны и эстуариев. — Л.: Гидрометеиздат, 1970. С. 167 – 228.
4. Чан Л. З., Кантаржи И. Г. Волновые нагрузки и устойчивость экранирующей стенки портового мола в период строительства // Вестник МГСУ. 2011. № 8. С. 104 – 111.
5. Бреббия К., Уокер С. Динамика морских сооружений. — Л.: Судостроение, 1983. 229 с.
6. Уточнение расчетных параметров волн и определение эпюры волнового воздействия на участок глубоководного мола-причала в период строительства: Отчет о научноисследовательской работе, 26 ЦНИИ. СПб., 2010. 29 с.

Повышение надежности оценки устойчивости бетонных сооружений на нескальном основании против сдвига с поворотом

Бухарцев В. Н., доктор техн. наук, Ву Мань Хуан, магистр (СПбГПУ)

Предложена методика, позволяющая повысить надежность оценки устойчивости бетонных сооружений на нескальном основании против сдвига с поворотом. Оценка основывается на вероятностном подходе.

Ключевые слова: предельное состояние, критерий прочности Кулона, U -распределение случайной величины, границы доверительной зоны.

Указания к расчету устойчивости сооружений с плоской подошвой против сдвига с поворотом содержатся в СНиП [1] и в пособии к ним [2]. В этих нормативных документах рассмотрен частный случай загрузки сооружения силой, параллельной оси симметрии прямоугольной подошвы.

Для оценки устойчивости сооружения против сдвига с поворотом используется схема предельного равновесия с критерием прочности грунта основания по Ш. Кулону:

$$\tau \leq \tau_{\text{пр}} = f\sigma + c, \quad (1)$$

где $\tau_{\text{пр}}$ — предельное значение касательного напряжения на какой-либо площадке контактной плоскости подошвы сооружения с основанием; σ — нормальное напряжение на той же площадке; f и c — параметры прочности грунта основания.

Предполагается, что при потере устойчивости сооружение совершает поворот относительно некоторой оси, ортогональной плоскости подошвы и проходящей через полюс p , положение которого определяется в результате расчета.

Условия предельного равновесия сил, действующих на сооружение (рис. 1) при отсутствии отпора грунта по вертикальным граням сооружения, выражаются уравнениями:

$$\Sigma X = 0: Q_x - \int_F \tau_k \cos \alpha dF = 0, \quad (2)$$

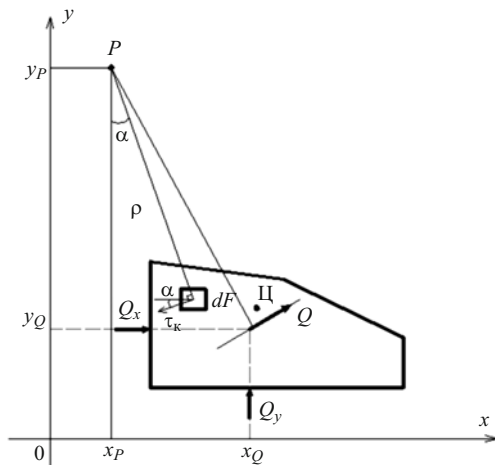


Рис. 1. Схема к оценке устойчивости сооружения против сдвига с поворотом

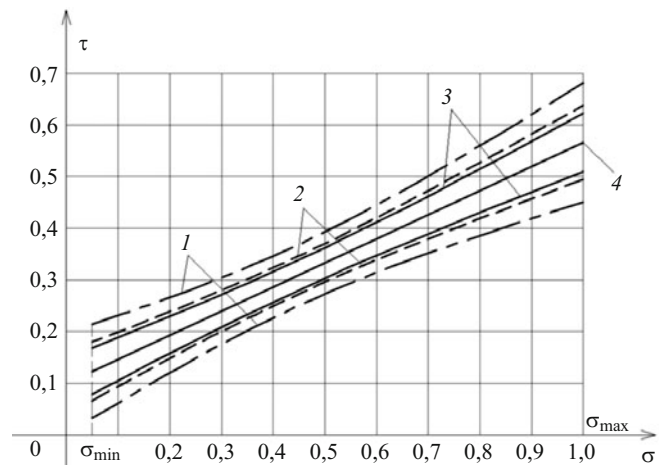


Рис. 2. Доверительные зоны для нормативной регрессии $\tau = f_n \sigma + c_n$ (4) при разных уровнях обеспеченности: 1 — $p = 0,99$; 2 — $p = 0,95$; 3 — $p = 0,9$.

$$\Sigma Y = 0: Q_y - \int_F \tau_k \sin \alpha dF = 0, \quad (3)$$

$$\Sigma M_P = 0: Q_y(x_Q - x_p) - Q_x(y_Q - y_p) - \int_F \tau_k \rho dF = 0, \quad (4)$$

где Q_x, Q_y — компоненты сдвигающей силы Q , действующие в направлении координатных осей; x_Q, y_Q — плечи этих сил относительно координатных осей; τ_k — касательное напряжение, соответствующее предельному равновесию; F — площадь подошвы; α — угол отклонения линии действия элементарной силы $\tau_k dF$ от направления оси x в изображённой на рис. 1 системе координат с началом в произвольной точке (за положительное направление принят поворот против часовой стрелки); x_p, y_p — координаты полюса поворота.

В эту систему уравнений входят три неизвестные величины: коэффициент запаса устойчивости и координаты полюса поворота сооружения. Вместо определения коэффициента запаса можно вычислять критическое значение одного из параметров прочности грунта основания при задаваемом значении другого параметра, например определять c_k при задаваемых значениях f_k . Это дает возможность построить график зависимости предельных значений параметров прочности во всем диапазоне значений. Не приведенные здесь еще три уравнения равновесия используются для определения нормальных напряжений, действующих на подошву сооружения со стороны грунтового массива основания.

Важным моментом при оценке устойчивости сооружений против сдвига с поворотом является определение расчетных значений f и c грунта основания. Для их определения в СНиП [1] используется вероятно-детерминистический подход, согласно которому расчетные значения параметров вычисляются делением нормативных значений f_n и c_n на коэффициент надежности по грунту. Нормативные значения вычисляются для случайной выборки по результатам испытаний образцов методом среза или трехосного сжатия. Для вычисления коэффициента надежности по грунту используется искусственный прием, который предполагает деление значения касательного напряжения, вычисленного по нормативной регрессии для среднего значения нормального напряжения в диапазоне экспериментальных значений σ , на соответствующее значение касательного напряжения, вычисленного с заданной вероятностью по хорде нижней границы доверительной зоны V -распределения [3]. Такой прием, создающий в ряде случаев погрешность в сторону риска, содержит непоследовательность использования вероятностного подхода, мешающую переходу к реальной оценке надежности. Ниже использован способ определения расчетных значений f и c , лишенный отмеченных недостатков [4]. Он основан на использовании U -распределения [3].

Границы доверительной зоны для всей регрессии в целом в диапазоне расчетных значений нормальных напряжений $\sigma \in [\sigma_{\min}; \sigma_{\max}]$ определяются выражениями

$$\tilde{\tau}(\sigma) = f_H \sigma + c_H \pm \beta_u \sqrt{(\sigma - \bar{\sigma})^2 + \Delta}, \quad (5)$$

где $f_H = \operatorname{tg} \varphi_H = \frac{1}{\Delta} (\bar{\sigma} \bar{\tau} - \bar{\sigma} \bar{\tau})$ и $c_H = \frac{1}{\Delta} (\bar{\sigma}^2 \bar{\tau} - \bar{\sigma} \bar{\sigma} \bar{\tau})$ — нормативные значения параметров прочности грунта;

$\beta_u = \frac{su_{\alpha, \lambda, \nu}}{\sqrt{\nu \Delta}}$; $u_{\alpha, \lambda, \nu}$ — квантиль U -распределения, определяемый в зависимости от доверительной вероят-

ности $1 - \alpha$, числа степеней свободы ν и диапазона расчетных значений σ , $s = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\tau_i - f_H \sigma_i - c_H)^2}$,

$\Delta = \bar{\sigma}^2 - \bar{\sigma}^2$, $\bar{\sigma} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \sigma_i$, $\bar{\sigma}^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \sigma_i^2$, $\bar{\tau} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \tau_i$, $\bar{\sigma} \bar{\tau} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \sigma_i \tau_i$, σ_i и τ_i — парные частные значения норма-

льных и предельных касательных напряжений, действующих на площадках сдвигов, полученные в отдельных испытаниях. Для линейной регрессии при $c \neq 0$ $\nu = n - 2$, при $c = 0$ $\nu = n - 1$.

В выражении (5) знак плюс соответствует верхней границе доверительной зоны, минус — нижней.

Распределение случайной величины U выражается зависимостью

$$P_{\text{вер}} \{U \geq u\} = \frac{2}{\pi} \left(1 + \frac{u^2}{\nu}\right)^{-\frac{\nu}{2}} \left[\operatorname{arc} \sin \lambda + \int_0^{\operatorname{ctg} \left(\frac{\psi}{2}\right)} \frac{d\sigma}{(1 + \sigma^2) \left(1 + \frac{u^2 \sigma^2}{u^2 + \nu}\right)^{\frac{\nu}{2}}}\right], \quad (6)$$

где

$$\lambda = \sqrt{\frac{1}{2} \left[1 - \frac{1 + ab}{\sqrt{(1 + a^2)(1 + b^2)}}\right]}, \quad a = \frac{\sigma_{\min} - \bar{\sigma}}{\sqrt{\Delta}}, \quad b = \frac{\sigma_{\max} - \bar{\sigma}}{\sqrt{\Delta}}.$$

Если интервал $[\sigma_{\min}; \sigma_{\max}] = 0$, т.е. $\sigma_{\min} = \sigma_{\max} = \bar{\sigma}$, то $\lambda = 0$, $\psi = 0$ и U распределена как модуль случайной величины, подчиняющейся распределению Стьюдента с ν степенями свободы. Если же интервал $[\sigma_{\min}; \sigma_{\max}] \rightarrow \infty$, что не свойственно грунтам, то $\lambda = 1$, $\psi = \pi$ и величина $U^2/2$ подчиняется F -распределению с параметрами $\nu_1 = 2$ и $\nu_2 = \nu$.

Выражения (5) описывают две ветви гиперболы, канонический вид которой определяется выражением

$$\frac{[\tilde{\tau}(s) - (f_H \sigma + c_H)]^2}{\beta_u^2 \Delta} - \frac{(\sigma - \bar{\sigma})^2}{\Delta} = 1. \quad (5^*)$$

На рис. 2 изображены границы доверительной зоны для трех уровней вероятности.

Для упрощения сопоставления расчетных значений параметров f и c с их критическими значениями рационально перейти от системы координат $\sigma\tau$ к системе координат $f\sigma c$, в которой любая прямая

$$\tau(\sigma) = f\sigma + c \quad (7)$$

с расчетными значениями параметров прочности грунта f и c , располагающаяся в пределах доверительной зоны, отображается на координатной плоскости $f\sigma c$ точкой. Это дает возможность на этой плоскости построить доверительную область расчетных значений f и c . Очевидно, границами этой области является совокупность точек, отображающих касательные к границам доверительной зона на координатной плоскости $\sigma\tau$.

Производные по σ от функций, описывающих границы доверительной зоны, определяются выражениями

$$\frac{d\bar{\tau}}{d\sigma} = f_n \pm \beta_u \frac{\sigma - \bar{\sigma}}{\sqrt{(\sigma - \bar{\sigma})^2 + \Delta}} \quad (8)$$

Приравнивая это выражение f , после преобразования получим

$$\frac{(\sigma - \bar{\sigma})^2}{\Delta} = \frac{(f - f_n)^2}{\beta_u^2 - (f - f_n)^2} \quad (9)$$

Подставляя выражения (7) и (9) в (5), получим зависимость, устанавливающую функциональную связь параметров касательных прямых к границам доверительной зоны U -распределения:

$$c = c_n + (f_n - f)\bar{\sigma} \pm \sqrt{\Delta[\beta_u^2 - (f_n - f)^2]}, f_n - \beta_u \leq f \leq f_n + \beta_u, \quad (10)$$

или

$$\frac{[c_n + f_n\bar{\sigma} - (c + f\bar{\sigma})]^2}{\beta_u^2\Delta} + \frac{(f_n - f)^2}{\beta_u^2} = 1. \quad (10^*)$$

Это эллипс с полуосями $\beta_u\sqrt{\Delta}$ и β_u .

По физическим соображениям на расчетные значения параметров f и c следует наложить ограничения: $f \geq 0$, $c \geq 0$; одновременно f и c не должны обращаться в нуль.

Поскольку функциональная связь f и c , очевидно, нелинейная, определять расчетные значения параметров прочности делением нормативных значений на единый коэффициент не корректно, поскольку нормативная регрессия определяет случайное соотношение параметров, одно из возможных.

Графики зависимости (10*) для трех уровней вероятностей, построенные по результатам испытаний конкретного грунта, представленным в таблице, изображены на рис. 3. Точки каждого эллипса отражают пары равновероятных значений параметров прочности грунтов, соответствующих касательным к границам доверительной зоны. На этом же рисунке представлены графики критических значений параметров прочности грунта при поступательном сдвиге и сдвиге с поворотом сооружения с прямоугольной подошвой. В качестве исходных данных принято: $Q_x = 12\ 000$ тс; $Q_y = 14\ 000$ тс; $N = 40\ 000$ тс; $F = 1500$ м²; $M_x = 25\ 000$ тс · м; $M_y = -30\ 000$ тс · м; эксцентриситет $e = 7,4$ м.

Очевидно, для поступательного сдвига (без поворота) функциональная связь критических значений параметров линейная, эта связь выражается зависимостью

$$c_k = \frac{Q - f_k N}{F},$$

где $N = \int_F \sigma dF$ — равнодействующая всех нормальных к подошве сил.

Для сдвига с поворотом эта связь представляется функцией, получаемой из третьего уравнения равновесия, и выглядит несколько сложнее:

$$c_k = \frac{1}{\int_F \rho dF} \left[Q_y(x_Q - x_p) - Q_x(y_Q - y_p) - f_k \int_F \sigma \rho dF \right]. \quad (11)$$

Экспериментальные значения нормальных и предельных касательных напряжений, МПа

σ_i	0,05	0,1	0,3	0,5	0,7	1,0
τ_i	0,138	0,15	0,2	0,357	0,419	0,569

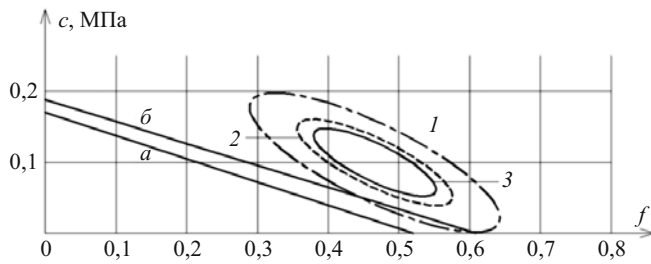


Рис. 3. Линии критических значений f_k, c_k : a — для поступательного сдвига; b — для сдвига с поворотом; доверительные области расчетных значений f и c для трех уровней вероятностей: 1 — $p = 0,99$; 2 — $p = 0,95$; 3 — $p = 0,9$

Как видно на рис. 3, эта функциональная связь критических значений параметров весьма близка к линейной. Слабая нелинейность обусловлена зависимостью координат полюса поворота от критических значений грунта основания.

Минимальному запасу устойчивости при заданном уровне надежности соответствует точка эллипса, максимально приближенная к линии критических значений.

Если запас устойчивости оценивать традиционным способом — введением единого коэффициента запаса, то параметры прочности следует преобразовать, чтобы они имели одну размерность. Вместо c введем безразмерный параметр $t = \frac{c + f\sigma}{\sqrt{\Delta}}$, оставив вторым параметром f . Новый параметр больше соответствует физическому смыслу, поскольку значение параметра становится непосредственно связанным с диапазоном экспериментальных значений σ . Нормативные и критические значения нового параметра обозначаются соответствующими индексами.

В новой координатной системе эллипсы, изображенные на рис. 3, отображаются окружностями с центрами в точке $f_H, t_H = \frac{c_H + f_H\sigma}{\sqrt{\Delta}}$ и радиусами β_u . Линия критических значений параметров прочности (11) остается весьма близкой к прямой:

$$t_k = \lambda - \frac{f_k}{\vartheta}, \quad (11^*)$$

где $\lambda = \frac{1}{J_1} [Q_y(x_Q - x_p) - Q_x(y_Q - y_p)]$, $\vartheta = \frac{v\sqrt{\Delta}}{\sqrt{\Delta} - v\sigma}$, $v = \frac{J_1}{J_2}$, $J_1 = \sqrt{\Delta} \int_F \rho dF$, $J_2 = \int_F \sigma \rho dF$.

Коэффициент запаса определяется как частное от деления длин двух отрезков, ограниченных тремя точками 1, 2, 3, лежащими на нормали к линии критических значений, проходящей через центр окружности (рис. 4):

$$k_3 = \frac{\sqrt{(f_3 - f_1)^2 + (t_3 - t_1)^2}}{\sqrt{(f_2 - f_1)^2 + (t_2 - t_1)^2}} = \frac{f_3 - f_1}{f_2 - f_1} = \frac{t_3 - t_1}{t_2 - t_1}, \quad (12)$$

где, для рассматриваемой задачи, $f_1 = f_H - \frac{t_H}{\vartheta}$, $t_1 = 0$; $f_2 = \vartheta \frac{f_H \vartheta + \lambda - t_H}{1 + \vartheta^2}$, $t_2 = \frac{t_H + (\lambda \vartheta - f_H) \vartheta}{1 + \vartheta^2}$;

$$f_3 = f_H - \frac{\beta_u}{\sqrt{1 + \vartheta^2}}, \quad t_3 = t_H - \frac{\vartheta \beta_u}{\sqrt{1 + \vartheta^2}}.$$

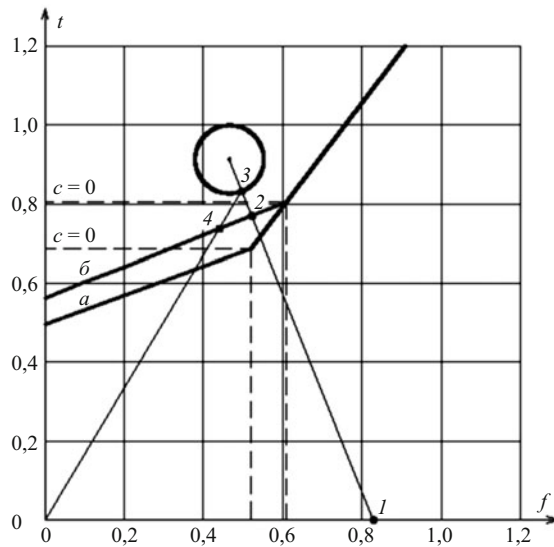


Рис. 4. Схема для определения коэффициента запаса устойчивости. Доверительная область расчетных значений f и c для разной обеспеченности и линии критических значений f_k, c_k : a — для поступательного сдвига; b — для сдвига с поворотом

Поскольку линия критических значений представляет собой набор дискретизированных точек, то кратчайшее расстояние между этой линией и центром окружности можно определить численно или после аппроксимации малого участка этой линии какой-либо гладкой кривой.

При использовании традиционного способа (предложение В. Феллениуса) коэффициент запаса определяется выражением

$$k_3 = \frac{f_3}{f_4} = \frac{t_3}{t_4} = \frac{f_3 + \vartheta t_3}{\lambda \vartheta}, \quad (13)$$

$$\text{где } f_4 = \frac{\lambda \vartheta f_3}{f_3 + \vartheta t_3}, \quad t_4 = t_3 \frac{f_4}{f_3}.$$

Вычислениями установлено, что традиционный метод определения коэффициента запаса создает погрешность в сторону риска.

Если вводить вероятностную оценку, то, используя зависимость (6), следует определить вероятность α , при которой круг, определяющий расчетные значения параметров прочности грунта, коснется линии критических значений, что соответствует достижению предельного равновесия.

Таким образом, запас устойчивости определяется как мера удаления расчетных значений от линии критических значений параметров прочности грунта, соответствующих предельному равновесию сооружения.

Строго говоря, линия критических значений параметров прочности грунта тоже имеет вероятностный характер через разброс результатов определения удельного веса материала сооружения (бетона). Но учет этого обстоятельства ничего принципиально не меняет, несколько усложняя вычисления. Кроме того, разброс результатов определения удельного веса существенно меньше разброса результатов определения f и c .

Изложенную методику оценки запаса устойчивости легко распространить на другие задачи оценки устойчивости грунтовых массивов.

Выводы

1. Рекомендованная нормативными документами методика определения запаса устойчивости, призванная обеспечить надлежащую надежность сооружений, нуждается в корректировке.

2. Для вычисления расчетных значений f и c следует использовать границы доверительной зоны U -распределения, наиболее полно отражающего расчетные предпосылки.

3. Расчетные значения f и c нельзя определять в отрыве от решаемой задачи, поскольку они зависят от диапазона $\sigma \in [\sigma_{\min}; \sigma_{\max}]$.

4. Традиционная концепция определения коэффициент запаса содержит погрешность в сторону риска, что снижает надежность оценки устойчивости.

5. Предложенная методика определения коэффициента запаса позволяет повысить надежность оценки устойчивости сооружений и грунтовых массивов за счет использования более адекватного закона распределения случайной величины и более обоснованного способа вычисления меры запаса устойчивости.

При решении задач с использованием предложенной методики требуется представление исходной статистической информации или статистических параметров для построения границ доверительной зоны или доверительной области расчетных значений f и c , что несколько усложняет вычисления. Однако полагаем, что при современном развитии вычислительных средств такая сложность решения не является препятствием для применения более строгой методики.

Список литературы

1. СНиП 2.02.02 – 85. Основания гидротехнических сооружений / Госстрой СССР. — М.: ЦИПТ Госстроя СССР, 1986.
2. Проектирование оснований гидротехнических сооружений: Пособие к СНиП II-16 – 76. — Л.: ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1984.
3. Большев Л. Н., Смирнов Н. В. Таблицы математической статистики. — М.: Наука, 1983.
4. Бухарцев В. Н. К определению расчетных значений параметров прочности грунтов // Гидротехническое строительство. 2006. № 6.

Поздравление Юрию Яковлевичу Павшинскому

Исполнилось 85 лет Юрию Яковлевичу Павшинскому, одному из опытнейших специалистов в области разработки и создания гидромеханического оборудования гидротехнических сооружений и организаторов монтажных работ на объектах гидротехнического строительства.

Павшинский Ю. Я. родился 19 ноября 1927 года в г. Запорожье. Он является ровесником Днепростроя и потомственным гидростроителем, его отец строил Волховскую ГЭС, ДнепроГЭС и другие энерго объекты.

Трудовую деятельность в гидроэнергетике он начал в системе треста “Гидромонтаж”, куда был направлен по окончании Запорожского гидроэнерго техникума. В 1961 г. без отрыва от производства закончил вечернее отделение Запорожского машиностроительного института.

Начав трудовую деятельность на восстановлении ДнепроГЭСа в 1947 г., а затем в 1950 г. став техником конструкторского бюро в Днепровском монтажном управлении “Гидромонтаж” и пройдя все ступени профессионального роста, Павшинский Ю. Я. в 1961 г. возглавил коллектив СКБ “Запорожгидросталь”. С его участием и под его руководством проектировалось гидромеханическое оборудование каскада Днепровских ГЭС.

В 1964 г. Минэнерго СССР направляет Павшинского Ю. Я. на строительство Асуанского гидроузла в должности начальника механомонтажных работ и он успешно справляется с поставленной задачей.

С 1970 г. Павшинский Ю. Я. работает в центральном аппарате Минэнерго СССР заместителем начальника, а затем главным инженером главного управления по механизации энергетического строительства. Именно здесь ярко раскрылся его талант инженера-новатора и организатора производства. Он активный участник строительства Саяно-Шушенской и Нурекской ГЭС, Запорожской и Ладыжинской ГРЭС, КАМАЗа, Братского лесопромышленного комплекса и Надеждинского металлургического завода в г. Норильске и других объектов.

Особая заслуга принадлежит Павшинскому Ю. Я. в создании и становлении производственной базы Минэнерго СССР.

С 1977 г. Павшинский Ю. Я. снова в тресте “Гидромонтаж”, но уже в качестве его руководите-



ля. Трест находится на передовых рубежах таких строек, как Саяно-Шушенская, Усть-Илимская, Нижнекамская, Чебоксарская, Таш-Кумырская, Днестровская, Колымская ГЭС и т.д.

Огромная работа проделана Павшинским Ю. Я. на новом направлении отрасли по ведению специальных монтажных работ на реакторных отделениях атомных электростанций.

При его непосредственном участии разработаны проекты типовых полигонов для изготовления армометаллических конструкций и технологических потоков по укрупнению и монтажу оболочек реакторных отделений Балаковской, Калининской, Ростовской и других АЭС.

Обладая высокой работоспособностью, Павшинский Ю. Я. оперативно решал все вопросы текущей и перспективной деятельности треста “Гидромонтаж”. Он регулярно изучает опыт отечественной и зарубежной энергетики, публикует статьи в отраслевых журналах. Много внимания уделяет обобщению опыта создания и монтажа гидромеханического оборудования.

За участие в строительстве Высотной Асуанской плотины Ю. Я. Павшинский награжден орденом Трудового Красного Знамени и орденом “За заслуги I степени” Республики Египет. За успехи, достигнутые в народном хозяйстве страны, награжден двумя орденами “Знак Почета” и медалями. Ю. Я. Павшинскому присвоены почетные звания “Заслуженный строитель РСФСР” (1977 г.), “Заслуженный работник Минтопэнерго Российской Федерации” (1995 г.), “Почетный гидроэнергетик “ЕЭС России”. Он является почетным энергетиком СССР и отличником энергетики и электрификации СССР.

Павшинский Ю. Я. находится в постоянном контакте со своими коллегами и друзьями, которые неизменно отвечают ему заслуженным уважением и любовью. Сердечно поздравляем Юрия Яковлевича с 85-летием, желаем ему крепкого здоровья и активного долголетия.

*Совет ветеранов-энергетиков Минэнерго РФ
ОАО “Трест Гидромонтаж”
АО “СПКТБ “Запорожгидросталь”
Совет старейших энергетиков Украины*

Отклик на статью Э. Г. Газиева “Наклоны горизонтальных сечений Саяно-Шушенской арочно-гравитационной плотины” (Гидротехническое строительство, 2012, № 3)

Содержание названной статьи подводит читателя к выводу, что плотина получила катастрофический наклон. Однако, это не соответствует истинному положению дел.

В п. 5 выводов статьи справедливо говорится, что “наклоны горизонтальных сечений плотины могут быть использованы в качестве диагностических показателей деформирования и поведения плотины”. В реальности именно так и происходит: углы наклона горизонтальных сечений секции 33 на отметках 344 и 359 м уже много лет служат диагностическими показателями состояния плотины СШГЭС. Максимальные критериальные количественные значения K_2 углов наклона горизонтальных сечений ключевой секции на этих отметках равны 64,8 и 78,2 угловые секунды соответственно. В натурных условиях истинные значения углов наклонов горизонтальных сечений секций определяются по показаниям установленных в плотине поперечных гидронивелиров. За все годы эксплуатации плотины эти углы наклонов достигали максимальных значений 58,7 и 71,2 угловых секунды в 2006 г., т.е. приближались к установленным критериям K_1 и K_2 , но никогда не превосходили их. Существуют опубликованные натурные данные углов наклона секций плотины СШГЭС, определённые по показаниям поперечных гидронивелиров [1, 2].

На рис. 5 и 6, а также в табл. 1 рассматриваемой статьи приводятся значения “углов наклона центральной секции № 33” при высокой отметке УВБ 538,9 м. Из приведённых рисунков и таблицы следует, что углы наклона горизонтальных сечений секции 33 равны 72 угловым секундам на отметке 344 м и 88 угловым секундам на отметке 359 м. Таким образом, если верить опубликованным данным, горизонтальные сечения плотины СШГЭС получили наклоны в сторону НБ, намного превосходящие допустимые критериальные значения K_1 и K_2 . Подобных катастрофических значений углов наклона плотина никогда не достигала, поэтому плотина до сих пор стоит и исправно держит напор.

Это значит, что в предложенную автором методику расчёта углов наклона горизонтальных сечений секций 18, 33 и 45 вкралась ошибка. В статье утверждается: “Достоверную информацию об углах наклона горизонтальных сечений плотины можно получить на базе дифференцирования кривых радиальных смещений плотины по высоте”. Применительно к Саяно-Шушенской плотине это утверждение не является правильным. По этой причине вычисленные автором значения углов наклона горизонтальных сечений секций плотины СШГЭС намного больше значений, точно замеряемых с помощью гидронивелиров.

Уважаемый автор считает, что производная функции радиальных смещений секций по высоте плотины

(dx/dy) определяет наклон горизонтальных сечений секций. В этом кроется методическая ошибка всей статьи.

Производная функции радиальных смещений секций плотины по высоте представляет собою производную по направлению, т.е. градиент радиальных смещений в вертикальном направлении. В данном случае производная (dx/dy) действительно дает значение тангенса некоторого угла α . Но здесь угол α — это очень условный угол наклона горизонтального сечения секций плотины.

Кривые радиальных смещений на рис. 1 – 4 автор условно считает искривлённой вертикальной осью плотины. Если бы плотина работала как идеальная монолитная консоль постоянного сечения, то использованный автором прием, возможно, был бы применим.

В данном случае несоответствие полученных автором значений углов наклона с “ответом” вызвано следующими причинами:

- консоль плотины имеет переменное по высоте сечение; на работу консоли существенно влияет арочный эффект;

- при изгибе секций соприкасающиеся плоскости четырёх столбов плотины скользят по межстолбчатым швам, поэтому после приложения нагрузки исходная плоскость горизонтального сечения после поворота плотины становится ломаной линией;

- радиальные смещения секций плотины обусловлены не только чистым изгибом, но и касательными (сдвигающими) напряжениями.

Совокупное действие названных физических факторов вносит существенную погрешность в предлагаемую автором методику математического определения углов наклона через “дифференцирование кривых радиальных смещений плотины по высоте”. Сопоставление с натурными данными опровергает вывод статьи о том, что этот метод “позволяет получить стабильные показания углов наклона горизонтальных сечений плотины”. Поэтому таблицы 1 – 4, рис. 5 и 6, аппроксимирующие зависимости и выводы цитируемой статьи в целом несут недостоверную информацию о состоянии плотины СШГЭС.

По тексту рассматриваемой статьи плотина СШГЭС получила запредельные катастрофические наклоны, но этот факт почему-то не попал в поле зрения специалистов.

Список литературы

1. *Пермякова Л. С., Епифанов А. П., Стефаненко Н. И.* Состояние напорного фронта Саяно-Шушенской плотины после завершения ремонтных работ по снижению его водопроницаемости // Гидротехническое строительство. 2008. № 1. С. 9 – 13.
2. *Тетельмин В. В.* Плотина Саяно-Шушенской ГЭС: состояние, процессы, прогноз. — М.: ЛИБРОКОМ, 2011. 240 с.

Тетельмин В. В., доктор техн. наук

Комментарии к отклику В. В. Тетельмина

В настоящее время углы наклона горизонтальных сечений плотины Саяно-Шушенской ГЭС измеряются поперечными гидронивелирами, установленными в радиальных галереях шести секций плотины (секции 18, 25, 32, 33, 39, 45) на отметках 308, 332, 344, 359, 386 и 413 м. Всего установлено 35 поперечных гидростатических нивелиров, с помощью которых измеряются относительные (относительно первой марки) вертикальные перемещения (осадки) более 200 точек (марок). Оси гидростатических нивелиров горизонтальны и совпадают с нормальными к цилиндрической поверхности верховой грани плотины. На отметках 308 и 332 м цепочки гидронивелиров захватывают все 4 столба плотины, на отметках 344 и 359 м — три столба, а на отметках 386 и 413 м — только два первых столба. Замеры осуществляются относительно 4 мая 1994 г., когда все гидронивелиры были обнулены.

Результаты измерения углов наклона представлены в Базе данных в секундах, а знак минус означает наклон сечения в сторону нижнего бьефа. Измерялись как углы наклона первого и второго столбов плотины, так и общий наклон всего горизонтального сечения консоли статистической обработкой результатов. Угол поворота вычисляется методом наименьших квадратов по относительным осадкам марок поперечных гидро-

нивелиров как угловой коэффициент прямой линии, наименее уклоняющейся от результатов измерений.

Из общего числа 35 контролируемых углов поворота горизонтальных сечений плотины в качестве диагностических показателей специалистами ВНИИГ и СМГТС СШГЭС для ключевой консоли в качестве наиболее достоверных были выбраны углы поворота только двух горизонтальных сечений (осей гидронивелиров) в ключевой секции 33 на отметках 344 и 359 м (рис. 1).

Каждый из этих гидронивелиров фиксирует углы наклона в локальном месте своей установки, а перенос результатов на все сечение секции плотины на рассматриваемой отметке осуществляется их статистической обработкой с введением эмпирических коэффициентов. Это дает возможность получения осредненных параметров углов наклона секций плотины в выбранных сечениях.

В рассматриваемой статье Э. Г. Газиева предлагается метод непосредственного получения интегральных значений углов наклона горизонтальных сечений секций плотины, равных углом наклона вертикальной оси плотины к вертикали в рассматриваемой точке. Тангенс угла наклона вертикальной оси определяется приращением горизонтального смещения оси плотины по ее высоте или, иначе говоря, производной кривой замеренных плановых радиальных смещений сек-

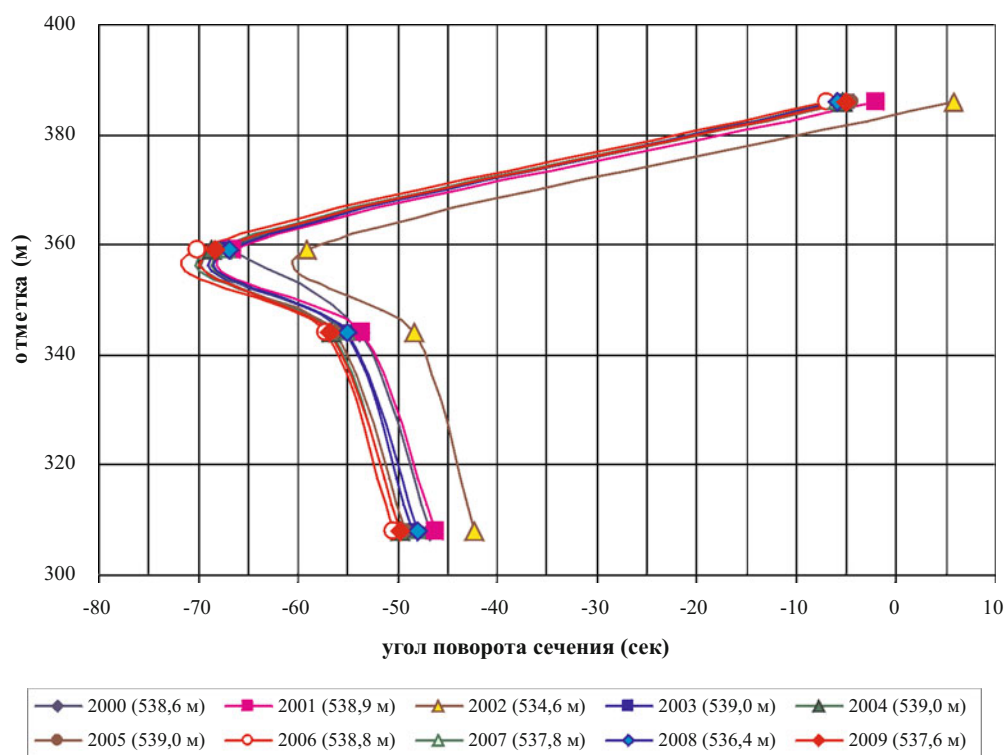


Рис. 1. Полные углы поворота гидронивелиров в центральной секции плотины на отметках 308, 344, 359 и 386 м за период 2000 – 2009 гг. при высоких УВБ

В скобках у каждого года указана отметка УВБ, при которой снимались показания.

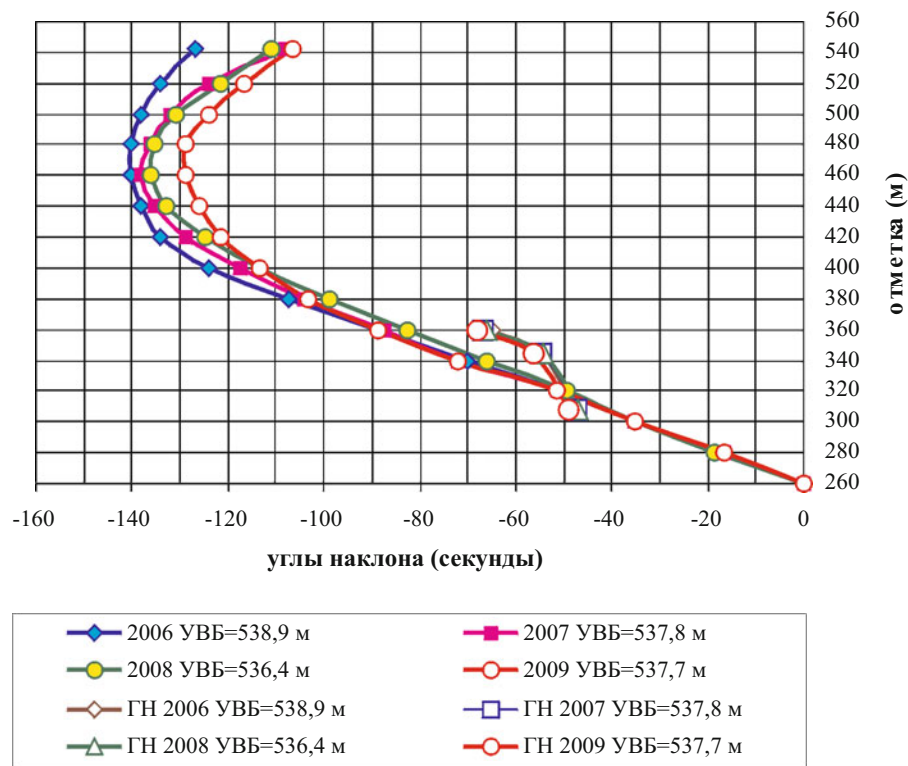


Рис. 2. Наклоны центральной секции 33 с 2006 по 2009 годы. Малыми точками показаны величины, полученные по диаграммам наклонов центральной секции плотины, а крупными символами — величины, полученные по данным поперечных гидронивелиров (ГН) на отметках 308, 344 и 359 м в эти же годы и при тех же УВБ

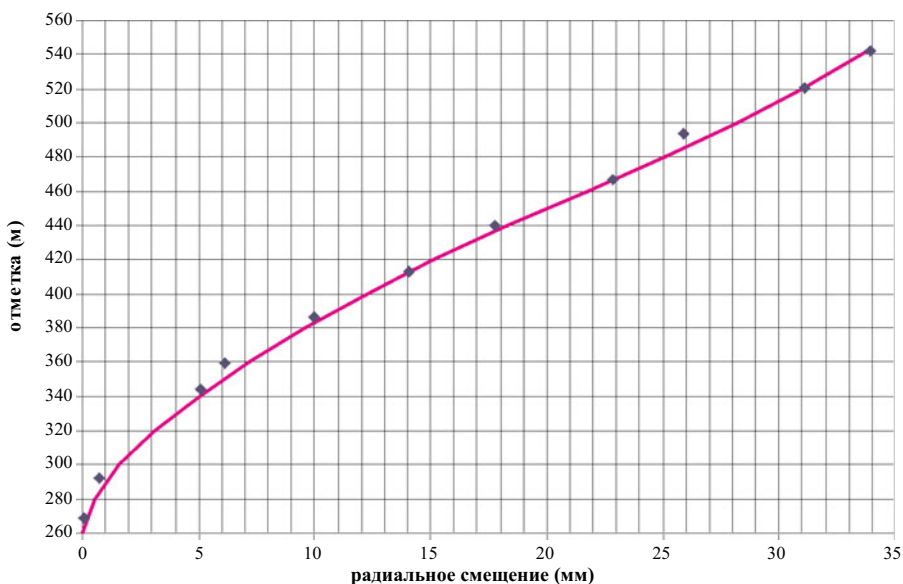


Рис. 3. Кривая радиальных смещений центральной секции 03 мая 1994 г.

ции на различных отметках. Эти замеры осуществляются с большой точностью прямыми и обратными отвесами в семи секциях плотины (секции 10, 18, 25, 33, 39, 45 и 55). Анализ кривых радиальных смещений плотины и их дифференцирование по высоте позволяют непосредственно определять в каждой точке угол наклона этой кривой к вертикали, равный углу наклона осредненного (так называемого «полного угла поворота») горизонтального сечения секции к горизонтали.

В предложенном методе определения углов наклона секций плотины учитываются все перечисленные В. В. Тетельминым факторы, которые, по его мнению, не отражены в предлагаемом методе. Эти проблемы, по его мнению, состоят в том, что:

консоль плотины имеет переменное по высоте сечение (это автоматически учитывается в изменениях радиальных смещений плотины по высоте);

на работу консоли существенно влияет арочный эффект (именно это явление удается проследить на

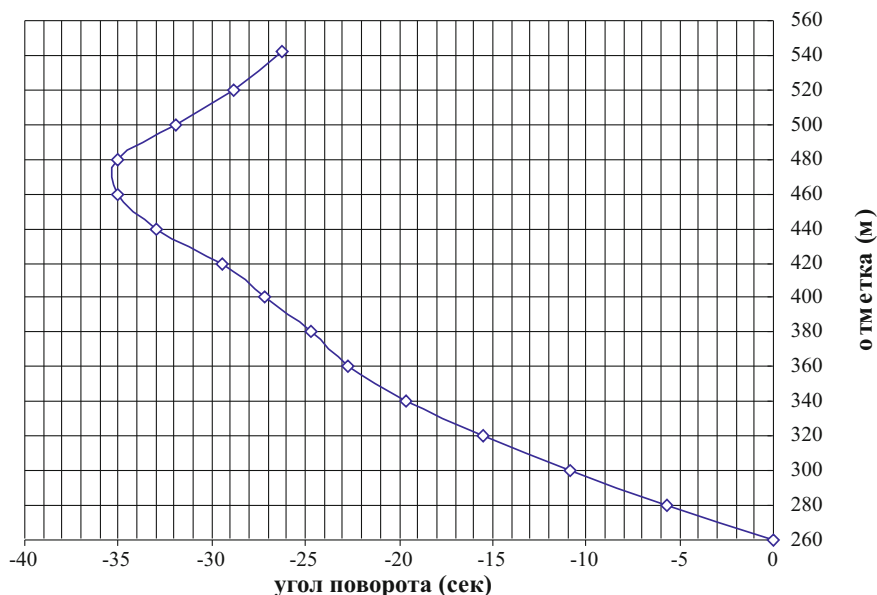


Рис. 4. Диаграмма углов наклона горизонтальных сечений центральной секции 03 мая 1994 года при УВБ = 499,65 м

диаграммах углов наклона, резкое уменьшение наклонов выше отметок 400 – 420 м свидетельствует о влиянии арочного эффекта на поведение плотины, рис. 2);

при изгибе секций соприкасающиеся плоскости четырех столбов плотины скользят по межстолбчатым швам, поэтому после приложения нагрузки исходная плоскость горизонтального сечения после поворота плотины становится ломаной линией (это действительно может иметь место, но при определении наклонов дифференцированием кривой радиальных смещений плотина представляется как единая интегральная оболочка, а вот при локальных измерениях гидро nivelерами эту “ломаную” линию приходится “выпрямлять” эмпирическими коэффициентами);

радиальные смещения секций плотины обусловлены не только чистым изгибом, но и касательными (сдвигающими) напряжениями (с этим никто не спорит, но мы говорим об углах поворота, а не о причинах их вызывающих).

Таким образом, ни о какой “существенной погрешности” говорить не приходится, наоборот, предлагаемый метод обладает рядом преимуществ по сравнению с локальными измерениями углов наклона, так как позволяет непосредственно получить осредненное значение угла наклона сечения.

Сопоставление диаграмм углов наклона центральной секции плотины, полученных по анализу кривой радиальных смещений плотины и по данным гидро nivelеров, представлено на рис. 2. Совершенно очевидно, что несоответствие результатов измерений по гидро nivelерам и по радиальным смещениям плотины, а следовательно, и несоответствие приведенных в статье и на рис. 2 углов наклона имеющимся критериальным значениям для гидро nivelеров связано с тем, что приведенные в статье диаграммы углов наклона построены по результатам замеров радиальных сме-

щений плотины (начатых на СШГЭС с 4 мая 1989 г.), в то время как замеры углов наклона по поперечным гидро nivelерам ведутся начиная с 4 мая 1994 г., т.е. исключают из рассмотрения наклоны, произошедшие до этой даты.

На рис. 3 представлена кривая радиальных смещений центральной секции 33 плотины 3 мая 1994 г. при УВБ = 499,65 м, а на рис. 4 показана диаграмма вычисленных по этой кривой углов наклона секции 33. Как видно из этой диаграммы, углы наклона 3 мая 1994 г. на отметках 359 и 344 м составили 22 и 20 секунд, в то время как 4 мая на гидро nivelерах были выставлены нулевые значения. Отсюда следует, что для получения по результатам гидро nivelеров фактических углов наклона в секции 33 на отметках 359 и 344 м необходимо к этим результатам добавить “потерянные” 22 и 20 секунд. В итоге мы получим примерно те же значения (90 и 80 секунд), которые приведены в рассматриваемой статье (см. диаграмму на рис. 2). По этой же причине существует несоответствие полученных результатов критериальным значениям для гидро nivelеров, что вызвало у В. В. Телельмина впечатление о “катастрофических наклонах” плотины.

Существующие в настоящее время критерии безопасности гидротехнических сооружений СШГЭС, включая арочно-гравитационную плотину, были разработаны специалистами ВНИИГ и Ленгидропроекта при участии эксплуатационного персонала СШГЭС.

Первая версия критериев безопасности была разработана в 1999 г. в составе “Декларации безопасности Саяно-Шушенской ГЭС”. В этой Декларации контролируемыми показателями были выбраны не углы наклона, а “приращения углов поворота поперечных гидро nivelеров” в секции 33 на отметке 310 м, т.е. в основании плотины.

В Декларации 2008 г. в соответствии с “Методикой определения критериев безопасности гидротехнических сооружений” РД-12 – 03 – 2006 были определены и утверждены критерии безопасности ГТС Саяно-Шушенской ГЭС, в которых для углов наклона поперечных гидронивелиров были приведены следующие значения:

Показатель состояния	Размерность	Критериальные значения		Максимальные измеренные/год
		K_1	K_2	
Углы наклона поперечных гидронивелиров:				
отм. 359 м, секция 33	Секунды	– 75,4	– 78,2	– 70,13/2006 г.
отм. 344 м, секция 33		– 62,6	– 64,8	– 57,26/2006 г.

В редакции критериев безопасности 2009 г. эти значения корректировались с использованием эмпирической зависимости для прогнозирования углов поворота по величинам глубины сработки водохранилища и температуры воздуха, а также с использованием эмпирических коэффициентов, определяемых методом наименьших квадратов на основе статистической обработки данных натурных измерений за период с 8 января 2004 г. по 13 декабря 2006 г. (за 3 года).

Вычисленные таким образом критериальные значения углов поворота K_1 и K_2 секции 33 на период с октября 2009 г. по май 2010 г. составили:

Отметка, м	K_1	K_2
359	– 74,3	– 76,8
344	– 61,3	– 63,3

Следующая версия критериев безопасности была принята в 2010 г. Критериальные значения углов поворота горизонтальных сечений ключевой консоли на отметках 344 и 359 м были вновь скорректированы и был добавлен критерий для угла наклона на отметке 308 м:

Но все эти критерии относятся к измерениям гидронивелирами относительно даты 4 мая 1994.

По-видимому, для того чтобы углы наклона плотины соответствовали ее радиальным смещениям, настало время для новой корректировки этих критериев.

При этой корректировке следует иметь в виду, что вызывает сомнение правомочность использования регрессионных моделей для определения критериальных значений показателей НДС в условиях отсутствия стабилизации в поведении плотины. Особенно это относится к установлению критериальных значе-

ний второго (предельного) уровня, которые во всех случаях должны определяться не в соответствии с прогнозными стохастическими моделями, предполагающими неизменность расчетной схемы поведения сооружения вплоть до его разрушения, а в соответствии с характером работы сооружения при достижении им предельного состояния.

В отчете Центра геодинамических исследований (ЦГИ), выполненном по договору № 59-СШГЭС-2009 от 30 ноября 2009 г. по теме “Проведение многофакторных исследований напорных ГТС, находящихся в эксплуатации более 25 лет, специализированными организациями с оценкой прочности, устойчивости и эксплуатационной надежности Саяно-Шушенской ГЭС”, на базе исследований коллектива авторов в составе: Бронштейн В. И., д. т. н., главный гидротехник; Газиев Э. Г., д. т. н., главный геомеханик; Грошев М. Е., к. т. н., главный специалист отдела сейсмостойкости; Запарий А. М., главный гидрогеолог отдела инженерно-геологических изысканий; Речицкий В. В., к. т. н., начальник отдела сейсмостойкости и Савич А. И., д. ф.-м. н., заместитель генерального директора по науке ЦГИ, — было рекомендовано:

заменить необоснованные значения критериев K_2 для радиальных смещений плотины на значения прогибов в момент, предшествующий наступлению предельного состояния, в соответствии с результатами, полученными при исследовании несущей способности плотины при УВБ = 539 м. Эти критерии автоматически определяют и критерии для углов поворота сечений плотины;

вернуть в состав действующей системы критериев показатели, контролирующие приращения наблюдаемых параметров НДС (в том числе необратимых перемещений и напряжений);

увеличить количество диагностических показателей с тем, чтобы они позволяли контролировать состояние не только центральной, но и боковых частей плотины;

определить критериальные значения не только для максимальных УВБ, но и для минимальных, так как негативные процессы могут в отдельных случаях проявляться более наглядно именно при минимальных УВБ;

критериальные значения второго уровня K_2 для всех диагностических показателей определить по расчетам с доведением системы “плотина — основание” до предельного состояния, как это сделано для радиальных смещений в настоящем исследовании;

исключить из системы диагностических показателей углы наклона осей поперечных гидронивелиров ввиду более обоснованного определения углов наклона сечений с помощью кривых радиальных смещений.

Газиев Э. Г., доктор техн. наук

Межконтинентальная энциклопедия многолетних колебаний речного стока

Асарин А. Е., доктор техн. наук (ОАО “Институт Гидропроект”)

В конце 2011 г. издательством “ГЕОС” опубликована монография известного российского исследователя Сергея Гавриловича Добровольского “Глобальные изменения речного стока”. Книга является очередным (пятым) томом серии замечательных трудов автора по проблеме климата – речного стока и подводит очередные итоги его многолетних работ.

Монография объемом более 600 страниц четко разделяется на два блока, которые можно условно назвать “анализ многолетних колебаний речного стока” и “региональные особенности речного стока” и его изменений”.

Первый блок включает четыре главы, первая из которых “Реки как компонента глобальной климатической системы” является панегириком работ К. Хассельмана, действительно заслуживающих уважения. Во второй дан развернутый перечень основных характеристик многолетних стоковых рядов (моменты, автокоррелированность, спектральная плотность и др.), а также содержательный обзор методов анализа многолетних колебаний, включая как традиционные подходы, так и менее известные приемы вроде “прогнозируемого хаоса” и “странных аттракторов”. Весьма интересно предложение автора использовать для моделирования нормально распределенных псевдослучайных чисел зеркально-симметричное удвоение генерирующего алгоритма, получая при этом каждую случайную величину как разность двух случайных величин, приведенную к единичному стандарту. Небольшая третья глава, посвященная исходным эмпирическим данным и их обобщениям (типизация речных бассейнов и распределение створов наблюдений), информативна и полезна для восприятия последующих глав. Четвертая глава “Глобальные аспекты многолетних изменений речного стока”, являющаяся преддверием последующего блока о колебаниях стока крупнейших рек континентов, включает вопросы общей изменчивости речного стока, его автокоррелированности, стационарности колебаний (по математическому ожиданию, дисперсии и автокоррелированности) и спектральной плотности. Примечательно суждение автора о том, что в работах других исследователей спектрального представления случайных процессов “11-летние и другие пики в реальности были значительно меньше

доверительных интервалов разумного уровня значимости”.

Второй (региональный) блок монографии начинается главой пять, посвященной региональным особенностям колебаний стока восьми крупнейших рек Северной Америки. Самый большой водосборный бассейн имеет Миссисипи (2980 тыс. км²), за ней следует Макензи (1805 тыс. км²) и Святого Лаврентия (1344 тыс. км²). Средний многолетний слой годового стока на территории Северной Америки составляет 333 мм, что превышает этот показатель в Европе (306 мм) и Азии (265 мм). В четырех последующих главах рассматриваются особенности речного стока и его многолетних колебаний в Южной Америке (бассейны Амазонки и Параны), в

Т а б л и ц а 1

Параметры стока	Континенты, реки и страны				
	Африка	Австралия	Амазонка	Россия	Мир
Годового					
Коэффициент изменчивости C_V	0,44	1,02	0,11	0,26	0,37
Коэффициент асимметрии C_S	0,67	1,57	0,15	0,42	0,62
Коэффициент автокорреляции r_1	0,13	0,04	0,02	0,13	0,147
Максимального					
Коэффициент изменчивости C_V	0,49	1,08	0,15	0,34	0,45
Коэффициент асимметрии C_S	0,79	1,63	-0,26	0,64	0,84
Коэффициент автокорреляции r_1	0,04	0,03	0,01	0,006	0,037
Минимального					
Коэффициент изменчивости C_V	0,68	0,93	0,15	0,35	0,47
Коэффициент асимметрии C_S	0,84	1,63	-0,13	0,44	0,76
Коэффициент автокорреляции r_1	0,29	0,27	0,30	0,32	0,296

Африке (Конго, Нигер и Нил), в Австралии (Муррей-Дарлинг), в Евразии, включающей реки Западной Европы, России (Волга, Северная Двина, Обь, Енисей, Лена, Амур) и в зарубежной Азии (Ганг и Меконг).

Структура разделов, посвященных отдельным рекам, включает как физико-географические характеристики бассейна, так и оценки зависимости коэффициентов вариации годового, максимального и минимального стока рек бассейна от площади водосбора и ряд других зависимостей, а также (и это особенно интересно) графики многолетних колебаний средних годовых и средних месячных (максимальных и минимальных) расходов воды за периоды продолжительностью от 26 (Амазонка) до 110 лет (Святой Лаврентий).

Детальному статистическому анализу и поконтинентальному обобщению подвергнуты данные многолетних наблюдений по бассейнам 23 крупнейших рек мира, в том числе шести самых многоводных: Амазонки (6940 км³), Ганга (1340 км³),

Енисея (624 км³), Лены (542 км³), Миссисипи (530 км³), Параны (500 км³). Любопытные результаты этого анализа иллюстрируют данные табл. 1.

Представленные в табл. 1 данные поражают сверхвысокой изменчивостью и низкой автокоррелируемостью рек Австралии и малой изменчивостью рек бассейна Амазонки.

Монография написана научным и при этом понятным языком и будет интересна широкому кругу читателей. Тем обиднее мелкие недочеты вроде объема среднего многолетнего стока р. Колорадо (2,1 км³ в устье) или коэффициента автокорреляции годового стока рек Южной Америки, обозначенного символом CS (стр. 309).

Автора можно теперь поздравить с успешным завершением важного цикла его многолетних исследований и пожелать дальнейших научных достижений, в первую очередь в области оценки возможных изменений режима и параметров годового, максимального и минимального стока рек в результате глобальных изменений климата.

Сдано в набор 22.10.2012. Подписано в печать 16.11.2012. Формат 60×84 1/8.

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

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

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

Отпечатано в типографии издательства “Фолиум”

СПРАВКА

(предоставляется в редакцию каждым автором/соавтором статьи)

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

автор (соавтор) статьи _____

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

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

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

Подпись автора _____ « ____ » _____ 201_ г.

Ф.И.О. _____

Адрес _____

Место работы _____

Тел. _____

Факс _____

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

E-mail для переписки с редакцией _____

ПРАВИЛА ОФОРМЛЕНИЯ РУКОПИСИ СТАТЬИ

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

Статья должна отвечать следующим требованиям.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

ПОДПИСЫВАЙТЕСЬ

на журнал «Гидротехническое строительство»

Ежемесячный научно-технический журнал «Гидротехническое строительство» освещает отечественную и зарубежную практику по эксплуатации, проектированию и строительству гидротехнических сооружений, вопросы охраны окружающей среды, экологии, крупные водохозяйственные проблемы.

Целью издания журнала является также научно-техническое, методическое и информационно-справочное обеспечение организаций и специалистов, деятельность которых связана с проектированием, строительством, эксплуатацией, научным обслуживанием и надзором за безопасностью гидротехнических сооружений.

Журнал регулярно переводится на английский язык и распространяется по ведущим библиотекам мира.

В России подписку можно оформить в любом почтовом отделении связи.

Условия подписки можно найти в Объединенном каталоге

«Пресса России. Подписка-2013»

(Том 1. Российские и зарубежные газеты и журналы)

70224 — индекс журнала «ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО»

Редакционная коллегия:

Лапин Г. Г. (гл. редактор), Абубакиров Ш. И., Александров А. Е., Аргал Э. С., Баранов А. Е., Беликов В. В., Беллендир Е. Н., Воскресенский С. М., Газиев Э. Г., Жиркевич А. Н., Золотов Л. А., Каганов Г. М., Липский И. В., Ляпин В. Ю., Марчук А. Н., Машина Л. Ф., Новоженин В. Д., Осипов А. Д., Парабучев И. А., Радченко В. Г., Семенов В. М., Семенов И. В., Серков В. С., Станкевич В. Л., Стафиевский В. А., Хазиахметов Р. М., Шайтанов В. Я., Шангин В. С., Юркевич Б. Н.

Адрес редакции:

Москва, Волоколамское шоссе, д. 2, к. 73

Почтовый адрес редакции:

109044, г. Москва, Воронцовский переулок, дом 2, стр. 1.

ЗАО НТФ «Энергопрогресс»

Тел./факс: (495) 741-49-81

E-mail: gts1930@yandex.ru

Internet: <http://www.gts.energy-journals.ru>